République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Larbi Tebessi – Tébessa

Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique
Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : **BENJEBBAR ISMAHANE**

Sujet :

ANALYSE SISMIQUE D'UN CHÂTEAU D'EAU SURÉLEVÉ PAR LA MÉTHODE NON LINÉAIRE PUSHOVER

Présenté et soutenu publiquement le 08 / 06 /2026, devant le jury composé de :

M. LABED Abderrahim	**MCB**	**Président**
M. BOUDJELLAL Abdelouahab	**MCB**	**Rapporteur**
M. HARKATI El-Haddi	**Prof**	**Encadreur**

Promotion : 2025/2026

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir donné la force, le courage et la patience pour réaliser ce travail. Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur :

Prof. EL HADDI HARKATI

Pour son aide précieuse, ses conseils, sa disponibilité et son orientation tout au long de la réalisation de ce mémoire. Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail. Nos remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants du département de Génie Civil pour les connaissances et les efforts fournis durant notre parcours universitaire.

Enfin, nous exprimons notre profonde gratitude à nos familles, nos amis et toutes les personnes qui nous ont soutenus de près ou de loin dans l'élaboration de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail à ma mère et à mon père très chers à mon cœur pour leur amour et leur encouragement qui m'ont toujours accompagné, à tous les membres de ma famille pour leur soutien, leur présence à mes côtés et leur amour, et à tous mes proches à mon cœur, à mes amies pour tous les moments que nous avons passés ensemble qui m'ont soutenue tout au long de notre parcours universitaire.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail.

Enfin,
je dédie ce mémoire à toute personne cherchant le savoir
et la réussite.

Table des matières

Chapitre 1 5

Introduction et synthèse bibliographique 5

1.1. Introduction : 6

1.2 Généralités sur les châteaux d'eau : 10

1.3 Comportement dynamique des réservoirs : 12

1.3.1 Généralités sur la réponse dynamique : 12

1.3.2 Modélisation de Housner : base fondamentale : 12

1.3.3 Masse impulsive et réponse structurale : 13

1.3.4 Masse convective et phénomène de sloshing : 13

1.3.5 Modification des propriétés dynamiques globales : 14

1.3.6 Interaction fluide–structure et modèle équivalent : 14

1.4 Comportement sismique des châteaux d'eau : 14

1.4.1 Réponse générale sous action sismique : 14

1.4.2 Mécanismes de sollicitation et amplification dynamique : 15

1.4.3 Modes de ruine et pathologies structurelles : 15

1.4.4 Non-linéarité du comportement structural : 16

1.4.5 Influence des paramètres géométriques et du sol : 16

1.4.6 Retours d'expérience et observations post-sismiques : 17

1.5 Évolution des méthodes d'analyse sismique : 17

1.5.1 Contexte général et évolution historique : 17

1.5.2 Méthodes linéaires classiques : 17

1.5.3 Limites des approches linéaires : 18

1.5.4 Passage vers le comportement non linéaire : 18

1.6 Méthodes non linéaires : 18

1. 6.1 Approche basée sur la performance : 19

1.6.2 Concept de l'analyse non linéaire (Non-linéaire analysais) : 19

1.6.3 Analyse Pushover (analyse statique non linéaire) : 19

1.6.4 Courbe de capacité (Capacity Curve) : 19

1.6.5 Rotules plastiques (Plastic hinges) : 20

1.6.6 Analyse dynamique non linéaire (Time History Analysis) : 21

1.6.7 Analyse IDA (Incremental Dynamic Analysis) : 21

1.6.8 Comparaison des méthodes non linéaires : 21

1.7 Approches réglementaires et normatives : 22
1.7.1 Cadre général de la conception parasismique : 22
1.7.2 Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) : 22
1.7.3 Eurocode 8 et conception basée sur la ductilité : 22
1.7.4 Méthodes d'analyse non linéaire selon FEMA 356, FEMA 440 et ATC-40 : 23
1.7.5 Philosophie du Performance-Based Design : 23
1.7.6 Synthèse et transition vers l'étude numérique : 24
1.8 Synthèse critique des travaux antérieurs : 24
1.8.1 Évolution des recherches sur les réservoirs sismiques : 24
1.8.2 Travaux internationaux sur l'analyse non linéaire : 25
1.8.3 Contributions des études nationales et locales : 25
1.8.4 Limites des recherches existantes : 26
1.8.5 Positionnement de la présente étude : 26
1.9 : Synthèse Bibliographique 27
1.10. Conclusion : 28
Chapitre 2 29
Comportement et méthodes d'analyse hydrodynamique des réservoirs d'eau surélevés 29
2.1. Introduction : 30
2.2 Modélisation dynamique du château d'eau : 31
2.2.1. Réponse dynamique sous action sismique : 31
2.2.2 Interaction fluide–structure : 32
2.3 Interaction fluide–structure selon l'approche de Housner : 33
2.3.1 Principe fondamental du modèle de Housner : 33
2.3.3 Effets hydrodynamiques sur la réponse sismique : 35
2.3.4 Interprétation physique du comportement hydrodynamique : 35
2.3.5 Phénomène de sloshing et implications dynamiques : 36
2.3.6 Intérêt du modèle de Housner dans l'analyse sismique : 36
2.4 Actions sismiques et représentation spectrale : 36
2.4.1 Nature de l'action sismique : 36
2.4.2 Spectre de réponse et représentation réglementaire (RPA 2024 + ADRS) : 37
2.5 Analyse pushover et comportement non linéaire : 39
2.5.1 Principe général de l'analyse pushover : 39
2.5.2 Chargement latéral et courbe de capacité : 40
2.5.3 Non-linéarité, rotules plastiques et ductilité : 40

2.5.4 Intérêt de l'analyse pushover dans les châteaux d'eau : 40
2.6 Méthode du Capacité Spectrum (ATC-40) : 41
2.6.1 Principe général de la méthode : 41
2.6.2 Transformation de la courbe de capacité en format ADRS : 42
2.6.3 Idéalisation bilinéaire et amortissement effectif : 42
2.6.4 Point de performance et application aux châteaux d'eau : 42
2.7 Procédures de détermination du point de performance selon l'ATC-40 : 43
2.7.2 Procédure B (approche simplifiée) : 44
2.8 Paramètres de performance et critères d'évaluation sismique : 44
Déplacements globaux et inter-étages : 44
Ductilité, rigidité et dégradation structurale : 45
Rotules plastiques et niveaux de performance : 45
2.8. Prise en compte de l'interaction sol–structure : 46
2.9 - Conclusion : 46
Chapitre 3 47
Modélisation dynamique linéaire, analyse sismique et évaluation non linéaire du réservoir surélevé 47
3.1 Introduction : 48
3.2 Description géométrique et caractéristiques mécaniques : 48
3.4. Détermination des rigidités équivalentes et formulation matricielle du système : 57
3.4.1. Introduction et rôle des rigidités : 57
3.4.2. Représentation du modèle dynamique équivalent : 58
3.5. Analyse modale du système équivalent (MDOF) : 59
3.6. Transformation en système équivalent SDOF (ATC-40 / FEMA) : 61
3.6.1. Introduction et objectif de la transformation : 61
3.6.2. Principe de la transformation modale : 62
3.6.3. Détermination : 62
3.7 Analyse sismique selon le RPA 2024 et l'Eurocode 8 : 64
3.7.1 Paramètres sismiques et cadre réglementaire : 64
3.7.2 Modélisation dynamique et amortissement fluide–structure : 65
3.6.3 Spectre de réponse et position dynamique du système : 66
3.7.4 Analyse modale spectrale : 67
3.7.5 Méthode du spectre de capacité (ATC-40 / FEMA 356 / FEMA 440) : 67
3.8. Vérification et dimensionnement en béton armé (selon BAEL) : 68

3.8.1 Hypothèses de chargement et actions considérées : 68
3.8.2 Efforts sismiques et sollicitations globales : 68
3.8.3. Combinaisons d'actions ELU et ELS : 69
3.8.4 Analyse des contraintes – flexion composée : 69
3.8.5 Dimensionnement des armatures (BAEL) : 70
3.8.6. Vérifications réglementaires (RPA 2024) : 71
3.9 Conclusion : 71
Chapitre 4 72
Analyse non linéaire sous SAP2000 72
4.1 Introduction : 73
4.2 Présentation du modèle SAP2000 : 73
4.3 Définition des charges : 74
4.4. Analyse spectrale selon le RPA2024 : 75
4.5. Analyse pushover non linéaire : 76
4.**6**. Analyse modale : 77
4.**7**. Courbe de capacité : 79
4.7.1 Principe de la courbe de capacité : 79
4.**7**.2 Obtention de la courbe de capacité (V_b-Δ) : 80
4.7.3 Transformation de la courbe de capacité en format ADRS : 80
4.7.4 Interprétation physique de la courbe ADRS : 81
4.8. Bi linéarisation selon la méthode ATC-40 : 82
4.8.1 Principe général : 82
4.8.2 Choix du point final de la courbe : 82
4.8.3 Détermination du point de plastification : 83
4.8.4 Calcul de l'aire sous la courbe réelle : 83
4.8.5 Calcul de l'aire de la courbe bilinéaire : 84
4.8.6. Raideur de la structure au point de performance (Kp) et indicateur de dégradation global de la structure (Id) : 85
4.9 Détermination du point de performance selon la méthode ATC-40 : 86
4.10. Paramètres équivalents selon la méthode ATC-40 : 87
4.11 États de dommage et rotules plastiques : 89
4.11.1 : états de dommage : 89
4.11.2. Marge de déplacement, formation des rotules plastiques et classification FEMA 356 : 91
4.12. Proposition de renforcement structural : 94

4.12.1 Évaluation de la vulnérabilité du modèle initial : 94
4.12.2 Choix de la solution de renforcement : 95
4.12.3 Présentation du modèle renforcé : 96
4.12.4 Résultats de l'analyse après renforcement : 96
4.13 .Conclusion : 110
Chapitre 5 121
5.1 Introduction : 122
5.2 Modélisation de l'interaction sol–structure : 123
5.2.1 Hypothèses de modélisation : 124
5.2.2 Calcul de la rigidité statique du sol : 124
5.3. Analyse modale avec interaction sol–structure : 126
5.4. Analyse pushover avec interaction sol–structure : 126
5.4.1. Point de performance : 128
5.5. Comparaison des déplacements sismiques : 129
5.6. Conclusion : 131
Conclusion générale : 132

Résumé :

Cette étude introduit une nouvelle procédure d'analyse statique non linéaire (pushover) dédiée à l'évaluation de la réponse sismique des réservoirs d'eau surélevés en béton, en intégrant explicitement les interactions sol-structure et fluide-structure. Le travail se développe d'abord par l'élaboration d'une méthodologie d'évaluation de la performance sismique basée sur la méthode du spectre de capacité, conformément aux directives du guide américain ATC-40. Dans un second temps, les paramètres issus de cette analyse non linéaire sont exploités comme critères d'aide à la décision afin de comparer diverses variantes structurelles et de déterminer la configuration optimale du système de support du réservoir. Cette optimisation s'appuie sur des indicateurs clés tels que les déplacements, la demande en ductilité, la raideur initiale, la raideur au point de performance et le mode de rupture. Enfin, l'impact de la dégradation des éléments structuraux sur le comportement global de l'ouvrage est quantifié par le développement et l'application de courbes de fragilité, dont la méthodologie est ici détaillée puis illustrée à travers deux cas d'étude représentatifs. Les états de dommage obtenus montrent une bonne concordance avec les résultats de l'analyse pushover.

Abstract:

This study introduces a novel nonlinear static (pushover) analysis procedure dedicated to assessing the seismic response of elevated concrete water tanks, explicitly integrating soil-structure and fluid-structure interactions. The work first develops a seismic performance evaluation methodology based on the capacity spectrum method, in accordance with the guidelines of the American ATC-40 report. Secondly, the parameters derived from this nonlinear analysis are exploited as decision-making criteria to compare various structural variants and determine the optimal configuration of the tank's support system. This optimization relies on key indicators such as displacements, ductility demand, initial stiffness, stiffness at the performance point, and failure modes. Finally, the impact of structural element degradation on the overall behavior of the structure is quantified through the development and application of fragility curves, the methodology of which is detailed herein and subsequently illustrated through two representative case studies. The obtained damage states show a good agreement with the results of the pushover analysis.

الخلاصة

تُقدم هذه الدراسة إجراءً جديداً للتحليل الساكن غير الخطي (Pushover) المخصص لتقييم الاستجابة الزلزالية لخزانات المياه الخرسانية المرفوعة، مع الدمج الصريح للتأثيرات المتبادلة بين التربة والمنشأ (ISS)وبين السائل والمنشأ (IFS) .يرتكز العمل في مرحلته الأولى على تطوير منهجية لتقييم الأداء الزلزالي بناءً على طريقة طيف السعة، وذلك توافقاً مع توجيهات الدليل الأمريكي .ATC-40 وفي مرحلة ثانية، يتم استغلال المعايير المستخلصة من هذا التحليل غير الخطي كأدوات للمساعدة على اتخاذ القرار، بهدف مقارنة بدائل إنشائية مختلفة وتحديد التشكيل الأمثل لنظام دعم الخزان. ويعتمد هذا التحسين على مؤشرات رئيسية مثل الانتقالات، والطلب على المطاوعة، والصلابة الابتدائية، والصلابة عند نقطة الأداء، بالإضافة إلى نمط الانهيار. وأخيراً، يتم قياس أثر تدهور العناصر الإنشائية على السلوك العام للمنشأ من خلال تطوير وتطبيق منحنيات الهشاشة، حيث تم تفصيل منهجيتها في هذا العمل ثم توضيحها عبر حالتي دراسة نموذجيتين. وقد أظهرت حالات الضرر التي تم الحصول عليها توافقاً جيداً مع نتائج تحليل البوشوفر (Pushover)

Liste des symboles :

T	période propre du système	ϕ	le vecteur modal
m	masse généralisée	q(t)	désigne la coordonnée généralisée
k	rigidité latérale équivalente	S	Le coefficient de site
mi	masse impulsive	I	Le coefficient d'importance
Ci	coefficient impulsif	λn	participation factor
mw	masse totale du liquide	an	Coefficient modal
mc	masse convective	ϕn	Vecteur modal du mode considéré
Cc	coefficient convectif	Mn	masse modale associée
R	rayon du réservoir	ξeff	Amortissement effectif
h	hauteur du liquide	{Un}	Déplacements modaux
g	accélération de la pesanteur	{Fn}	Efforts sismiques
Sa	l'accélération spectrale	G	Charges permanentes
Sv	la vitesse spectrale	N	Effort normal
Sd	le déplacement spectral	Q	Charge hydraulique maximale
A	coefficient d'accélération de zone	E	Effort sismique global
R	coefficient de comportement	ψ	Coefficient de combinaison
Q	facteur de qualité	σ	La contrainte
T1, T2	périodes caractéristiques du sol	fc28	La résistance caractéristique du béton
η	facteur d'amortissement	fe	La limite élastique des armatures
γbéton	Poids volumique du béton	σs	La contrainte admissible
γeau	Poids volumique de l'eau	Z	Bras de levier
V	Volume de l'élément	T	Effort de traction
f	Flèche	As	Section d'acier
e	Épaisseur	Ka	Coefficient de poussée active de l'eau
Np	Nombre de poteaux	γeau	Poids volumique de l'eau
D	Diamètre de poteaux	Δroof	déplacement du sommet du château d'eau
I	Moment d'inertie	Φroof,1	amplitude modale normalisée au sommet
P'	poids propre de l'ouvrage	Vb	effort tranchant à la base
P1	poids de support	α1	coefficient de masse modale du mode 1
Pi	poids de chaque élément	Aréelle	aire sous la courbe réelle
zi	hauteur du centre de gravité	Abilinéaire	aire sous la courbe bilinéaire équivalente
Zg	position globale	Dy	déplacement réel au point de plastification
∑PiZi	moment statique total ;	Sd,y	déplacement spectral
∑Pi	poids total de la structure.	Vy	effort tranchant à la base
hc	La hauteur convective	Sa,y	accélération spectrale de plastification
hi	La hauteur impulsive	Id	Indice de dommage
E	Module d'Young	Ke	une raideur initiale (élastique)
W	Les pulsations propres	Kp	la raideur au point de performance
f	Les fréquences naturelles	Sdp	déplacement spectral au point de PP
T∗	la période équivalente	k	coefficient ATC-40
F∗(t)	représente la force généralisée	DI	La marge de déplacement
r0	Rayon de la fondation	dm	déplacement spectral
Kz	Raideur statique Verticale	dy	déplacement spectral élastique
Kx	Raideur statique Horizontale	du	déplacement ultime

Chapitre 1

Introduction et synthèse bibliographique

1.1. Introduction :

L'eau représente un pilier stratégique du développement économique et social. Toutefois, sa répartition inégale à l'échelle planétaire provoque des crises d'approvisionnement majeures. Face à l'intensité des besoins anthropiques, le stockage de cette ressource reste une solution incontournable depuis l'Antiquité. Les innovations techniques contemporaines permettent désormais de concevoir des ouvrages complexes et performants, à l'image des châteaux d'eau et des réservoirs de grande capacité.

En Algérie, le déficit en eau potable touche de nombreuses localités. Les communes subissent une forte pression démographique, rendant l'extension des infrastructures de stockage indispensable pour satisfaire la demande des citoyens.

Ce chapitre a pour objectif de proposer une synthèse bibliographique sur le comportement dynamique et sismique des réservoirs d'eau surélevés, en mettant en évidence les principales méthodes d'analyse développées dans ce domaine. L'accent est porté sur les phénomènes hydrodynamiques liés à l'interaction fluide–structure, sur les approches modernes d'analyse non linéaire, ainsi que sur les contributions scientifiques et réglementaires majeures concernant l'évaluation de la performance sismique des structures hydrauliques.

Cette étude constitue une base théorique essentielle pour comprendre les choix méthodologiques adoptés dans la suite du mémoire, notamment en matière de modélisation et d'analyse parasismique.

Les réservoirs d'eau surélevés occupent une place essentielle dans les systèmes modernes d'alimentation hydraulique. Ces ouvrages assurent simultanément le stockage, la régulation et la distribution de l'eau sous pression, garantissant ainsi la continuité du service au sein des réseaux urbains, industriels et agricoles. En raison de leur rôle stratégique, leur sécurité structurale constitue une exigence fondamentale, particulièrement dans les régions exposées aux risques sismiques, où toute défaillance peut engendrer des conséquences humaines, fonctionnelles et économiques considérables. [1]

Du point de vue structural, les châteaux d'eau présentent des caractéristiques mécaniques très différentes de celles des bâtiments conventionnels. La présence d'une masse importante concentrée en partie supérieure, associée à une structure porteuse relativement élancée, confère à ces ouvrages un comportement dynamique particulièrement complexe. Sous excitation sismique, la réponse globale du système ne dépend pas uniquement des propriétés mécaniques de la structure porteuse, mais également des interactions développées entre le fluide contenu, la structure et le sol de fondation. Cette interaction dynamique modifie de manière significative

la répartition des efforts internes, les périodes propres de vibration ainsi que les mécanismes de dissipation d'énergie. [6][7]

Les observations effectuées après plusieurs séismes majeurs ont montré que les réservoirs surélevés figurent parmi les structures hydrauliques les plus vulnérables aux actions dynamiques sévères. Différents modes d'endommagement ont été observés, notamment la fissuration des éléments porteurs, les déformations excessives du fût, les instabilités locales, les phénomènes de ballottement du liquide (« sloshing ») ainsi que les défaillances liées aux effets hydrodynamiques. Ces dommages ont mis en évidence les limites des approches de calcul simplifiées basées uniquement sur des hypothèses élastiques linéaires, longtemps utilisées dans la pratique du dimensionnement parasismique. [6][10]

L'évolution du génie parasismique a ainsi conduit au développement progressif de méthodes d'analyse plus représentatives du comportement réel des structures soumises à des sollicitations sismiques intenses. Les premières approches étaient principalement fondées sur des analyses statiques équivalentes ou modales, supposant un comportement linéaire de la structure et une représentation simplifiée des effets dynamiques. Toutefois, les avancées scientifiques dans le domaine de la dynamique des structures et de la modélisation numérique ont permis l'introduction de méthodes intégrant les non-linéarités matérielles, géométriques et hydrodynamiques, offrant ainsi une description plus réaliste de la réponse sismique des ouvrages. [2][3]

Parmi les contributions scientifiques majeures dans ce domaine, les travaux de George W. Housner ont constitué une avancée fondamentale dans la compréhension du comportement hydrodynamique des réservoirs. En proposant une modélisation simplifiée du fluide basée sur la distinction entre masse impulsive et masse convective, Housner a établi une représentation physique permettant de prendre en compte les effets du mouvement du liquide lors des excitations sismiques. Cette approche demeure aujourd'hui une référence dans l'analyse dynamique des réservoirs et constitue la base de nombreuses formulations analytiques et réglementaires utilisées dans le domaine du génie parasismique. [6]

Parallèlement au développement des modèles dynamiques, les approches modernes de conception parasismique se sont progressivement orientées vers des méthodes basées sur la performance structurale. Dans cette perspective, les méthodes d'analyse non linéaire occupent une place importante, puisqu'elles permettent d'évaluer le comportement post-élastique des structures et d'identifier les mécanismes réels de plastification et de dégradation sous chargement sismique. Parmi ces approches, l'analyse statique non linéaire dite « pushover »

s'est imposée comme un outil particulièrement efficace pour l'évaluation de la capacité sismique des structures, grâce à sa capacité à représenter l'évolution progressive des dommages tout en conservant une procédure de calcul relativement accessible. [2][4]

Les recommandations internationales développées dans le cadre des documents ATC-40, FEMA 365 et FEMA 440 ont largement contribué à la formalisation des procédures d'analyse non linéaire et à la définition des critères de performance structurale. Ces documents introduisent notamment les notions de courbe de capacité, de point de performance et de niveaux de performance sismique, aujourd'hui largement utilisés dans l'évaluation des structures existantes. Au niveau national, le RPA 2024 constitue le principal cadre réglementaire régissant la prise en compte de l'action sismique en Algérie. Néanmoins, la spécificité dynamique des réservoirs surélevés nécessite souvent le recours à des approches complémentaires issues des travaux de recherche internationaux afin d'obtenir une modélisation plus réaliste du comportement global du système. [1][2][4]

L'évolution des outils numériques de calcul a également joué un rôle déterminant dans le développement des analyses avancées appliquées aux structures hydrauliques. Les logiciels spécialisés de modélisation structurale permettent aujourd'hui d'intégrer simultanément les effets de plasticité, les interactions dynamiques et les caractéristiques mécaniques des matériaux, offrant ainsi une meilleure représentation du comportement réel des ouvrages sous sollicitations extrêmes. Dans ce contexte, les outils numériques tels que SAP2000 constituent des moyens particulièrement adaptés à l'analyse dynamique et non linéaire des réservoirs surélevés. [5]

Le présent travail de fin d'études s'inscrit dans cette dynamique à travers l'étude technique détaillée d'un réservoir surélevé de 500 m³. L'étude est distribuée et organisée en cinq chapitres qui suivent une progression logique, allant des bases théoriques vers l'application pratique et l'évaluation des performances sismiques des réservoirs surélevés.

- **Chapitre 1 : Introduction et synthèse bibliographique** Ce premier chapitre expose le cadre général de l'étude et met en lumière les enjeux liés au comportement dynamique et sismique des châteaux d'eau. Il présente également une revue critique des principales recherches antérieures et des réglementations en vigueur, constituant ainsi la base théorique sur laquelle repose l'ensemble du travail.
- **Chapitre 2 : Modélisation et méthodologie d'analyse non linéaire** Ce chapitre détaille la démarche de modélisation numérique adoptée. Les hypothèses retenues, les outils de calcul mobilisés et les méthodes d'analyse non linéaire appliquées aux

structures étudiées y sont explicités, afin de garantir la rigueur scientifique de l'approche.

- **Chapitre 3 : Analyse pushover et facteurs de réponse sismique** L'accent est mis sur l'exploitation des résultats issus de la méthode pushover. Les courbes de capacité sont construites et les facteurs de réponse sismique des réservoirs surélevés sont établis, permettant une évaluation précise de leur performance globale.
- **Chapitre 4 : Développement des courbes de fragilité sismiques** Ce chapitre est consacré à l'élaboration des courbes de fragilité, outil fondamental pour quantifier la probabilité de défaillance des structures en fonction de l'intensité sismique. Ces courbes constituent un instrument essentiel pour l'évaluation de la vulnérabilité des réservoirs.
- **Chapitre 5 : Prise en compte de l'Interaction sol-structure** Enfin, le dernier chapitre analyse l'influence des conditions géotechniques sur le comportement sismique des réservoirs surélevés. L'étude de l'interaction sol-structure met en évidence son rôle dans l'amplification des déplacements et la modification des efforts internes, apportant une compréhension plus fine des mécanismes en jeu.

L'étude menée à travers les différents chapitres a permis de construire une approche cohérente et approfondie du comportement sismique des châteaux d'eau.

- Le **cadre théorique et bibliographique** a posé les fondations nécessaires, en identifiant les enjeux scientifiques et réglementaires liés à la vulnérabilité de ces structures.
- La **modélisation numérique et méthodologie non linéaire** ont fourni un cadre rigoureux pour simuler le comportement réel des réservoirs surélevés, en intégrant des hypothèses adaptées et des outils performants.
- L'**analyse pushover** a permis de caractériser la capacité des structures et de déterminer des facteurs de réponse sismique pertinents, essentiels pour l'évaluation de leur performance.
- Le **développement des courbes de fragilité** a apporté une dimension probabiliste, en quantifiant la probabilité de défaillance en fonction de l'intensité des séismes, renforçant ainsi la compréhension de la vulnérabilité.
- Enfin, l'**étude de l'interaction sol-structure** a mis en évidence l'importance des conditions géotechniques dans l'amplification des déplacements et la redistribution des efforts internes, soulignant que la performance sismique ne peut être dissociée du contexte local.

Cette organisation permet de passer progressivement de la synthèse théorique à la modélisation numérique, puis à l'évaluation de la performance et de la fragilité, en intégrant les effets de l'interaction sol-structure pour une analyse complète et réaliste. Dans leur ensemble, ces travaux offrent une vision intégrée et multidimensionnelle de la problématique, combinant approche théorique, modélisation numérique et analyse probabiliste. Ils constituent une contribution significative à l'évaluation de la sécurité et de la résilience des réservoirs surélevés face aux aléas sismiques, et ouvrent la voie à des recommandations pratiques pour la conception, la réhabilitation et la réglementation future.

1.2 Généralités sur les châteaux d'eau :

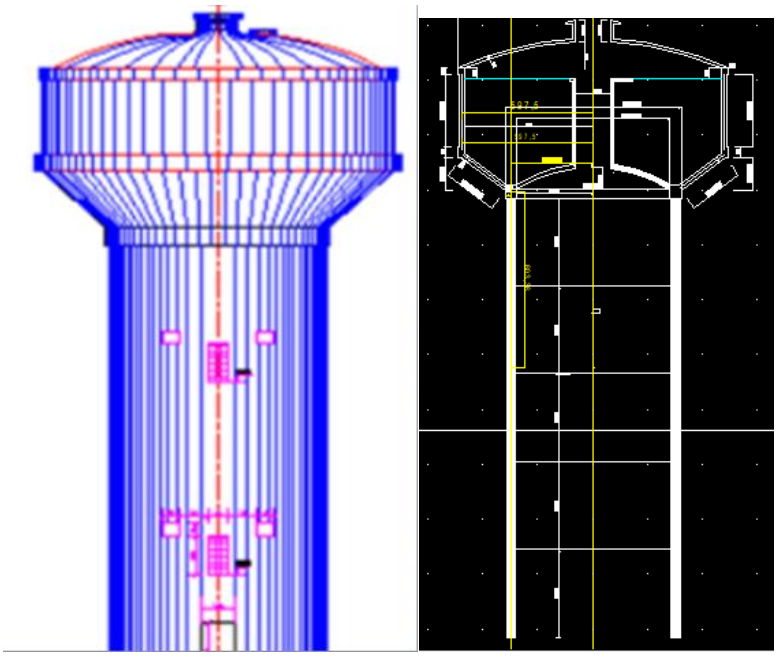


Figure1.1 : Schéma statique

Les châteaux d'eau constituent des ouvrages hydrauliques essentiels dans les systèmes d'alimentation en eau potable. Leur rôle principal consiste à assurer simultanément le stockage et la régulation de la pression au sein des réseaux de distribution, garantissant ainsi une alimentation continue et stable, indépendamment des variations de consommation ou des fluctuations de pompage. Cette fonction de régulation confère à ces structures une importance stratégique majeure dans les infrastructures urbaines modernes. [1]

Sur le plan fonctionnel, le principe de fonctionnement d'un château d'eau repose essentiellement sur l'exploitation de la gravité. En plaçant la masse d'eau en altitude, l'ouvrage permet de générer une pression hydraulique naturelle dans les conduites de distribution, sans

recours permanent à des systèmes mécaniques. Ce principe simple mais efficace explique la large utilisation de ces structures dans les réseaux publics, industriels et parfois agricoles.

Du point de vue structural, un château d'eau est généralement constitué de deux éléments principaux intimement liés : la cuve et le fût porteur. La cuve représente l'élément de stockage du fluide et concentre une part importante des masses en tête de structure, tandis que le fût assure la transmission des charges verticales et horizontales vers les fondations. L'ensemble forme un système élancé, où la stabilité globale dépend fortement de la rigidité du fût et de la qualité de la liaison cuve–support. [10]

Les configurations géométriques des châteaux d'eau peuvent varier selon les besoins fonctionnels et les choix de conception. On distingue principalement les réservoirs sur fût unique, les structures à portiques ou multi-poteaux, ainsi que différentes formes de cuves telles que cylindriques, tronconiques ou sphériques. Chaque configuration présente un comportement mécanique spécifique, notamment en termes de répartition des masses, de rigidité globale et de sensibilité aux actions horizontales.

Sur le plan mécanique, ces ouvrages se caractérisent par un fort élancement vertical, ce qui les rend particulièrement sensibles aux efforts horizontaux. La concentration de masse en partie supérieure induit une amplification des effets dynamiques, notamment en cas d'action sismique ou de vent. Cette configuration entraîne également une augmentation des déplacements latéraux et des sollicitations de flexion dans le fût, pouvant conduire à des effets de second ordre significatifs. Un autre aspect fondamental réside dans la nature même du matériau contenu. Contrairement aux structures classiques, le comportement d'un château d'eau ne peut être dissocié de celui du fluide stocké. L'eau introduit une masse dynamique



Figure1.2: Modèles et types des réservoirs surélevé

Dont le comportement varie en fonction des sollicitations externes. Sous excitation, le fluide développe des pressions hydrodynamiques sur les parois de la cuve, ce qui modifie directement la réponse globale du système. [6] Ainsi, un château d'eau ne peut être considéré comme une structure isolée, mais plutôt comme un système couplé fluide–structure. Cette interaction modifie non seulement la distribution des efforts internes, mais également les caractéristiques dynamiques globales de l'ouvrage, notamment les périodes propres et les modes de vibration.
Enfin, en zone sismique, ces structures nécessitent une attention particulière en raison de leur importance fonctionnelle et de leur vulnérabilité intrinsèque. Leur conception doit garantir non seulement la stabilité globale, mais également la limitation des dommages locaux et la continuité de service après séisme. Cette exigence impose le recours à des approches de calcul avancées intégrant les effets dynamiques et les interactions fluide–structure dans l'analyse globale de l'ouvrage. [1][6].

1.3 Comportement dynamique des réservoirs :

1.3.1 Généralités sur la réponse dynamique :

Le comportement dynamique des châteaux d'eau surélevés se distingue fondamentalement de celui des structures classiques du fait de la présence simultanée de la masse structurale et d'un fluide incompressible en interaction permanente avec les parois de la cuve. Sous excitation sismique, le système ne peut être considéré comme un ensemble à masse concentrée unique, mais comme un système couplé à plusieurs degrés de liberté, caractérisé par des modes de vibration multiples et une redistribution continue des efforts inertiels. [6][7]
Cette complexité conduit à une réponse globale fortement influencée par la rigidité du fût, la hauteur de la colonne d'eau, ainsi que par les conditions d'interaction avec le sol de fondation.

1.3.2 Modélisation de Housner : base fondamentale :

Une avancée majeure dans la compréhension du comportement dynamique des réservoirs a été apportée par George W. Housner, qui a proposé un modèle simplifié mais physiquement représentatif de l'interaction fluide–structure. [6]

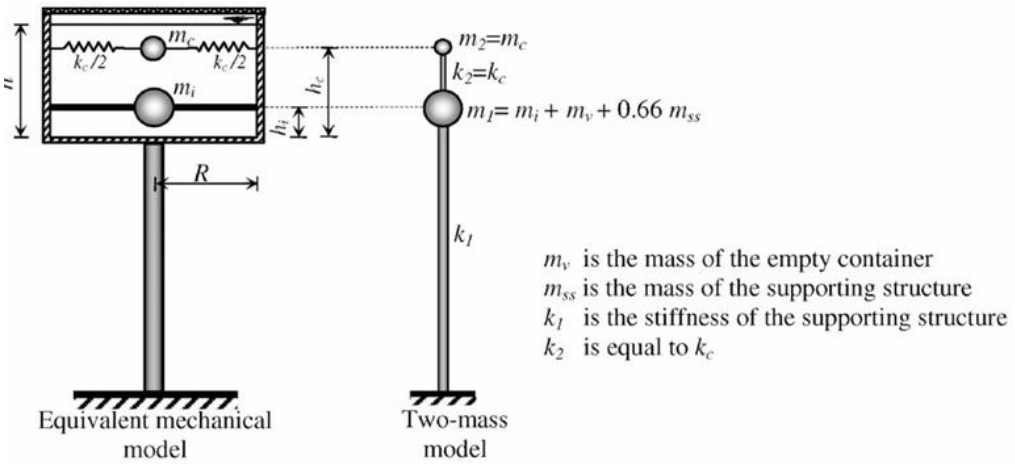


Figure1.3: Modèle à deux masses pour les réservoirs surélevés suggéré par Housner.[7]

Dans ce modèle, la masse totale du liquide est décomposée en deux composantes distinctes :

- **Masse impulsive** : représentant la partie du fluide qui se déplace de manière quasi-solidaire avec la structure.
- **Masse convective** : représentant la partie du fluide mise en mouvement relatif avec oscillation de surface libre.

Cette décomposition permet de transformer un système complexe fluide–structure en un modèle mécanique équivalent, facilitant l'analyse dynamique tout en conservant l'essentiel du comportement physique.

1.3.3 Masse impulsive et réponse structurale :

La masse impulsive est directement liée à l'inertie globale du système. Elle agit principalement sur les modes de vibration de courte période et contribue de manière significative aux efforts transmis à la base du fût. Ce comportement implique que, lors d'un séisme, une grande partie du fluide participe instantanément à l'accélération de la structure, augmentant ainsi les efforts de cisaillement et les moments fléchissant dans le fût. Cette composante est donc déterminante dans le dimensionnement structurel, notamment en zone sismique.

1.3.4 Masse convective et phénomène de sloshing :

La masse convective est associée au mouvement oscillatoire du fluide autour de sa position d'équilibre. Ce phénomène, appelé **sloshing**, correspond aux vibrations de la surface libre du liquide sous l'effet des accélérations horizontales imposées par le séisme.

Ce mode se caractérise par des :

- Périodes propres plus longues,
- Déplacements importants de surface libre,
- Pressions dynamiques localisées sur les parois supérieures de la cuve.

Dans certains cas extrêmes, le sloshing peut provoquer des débordements ou des impacts hydrodynamiques, constituant ainsi un mode de sollicitation critique pour la sécurité fonctionnelle de l'ouvrage.

1.3.5 Modification des propriétés dynamiques globales :

La présence du fluide entraîne une modification significative des propriétés dynamiques globales du système. L'augmentation de la masse totale induit une réduction des fréquences propres de la structure, ce qui modifie directement sa sensibilité aux excitations sismiques.

Par ailleurs, la coexistence des modes impulsifs et convectifs engendre une réponse multi-périodique, nécessitant une analyse modale adaptée pour capturer l'ensemble des contributions dynamiques.

Ainsi, le réservoir ne peut être réduit à un système à un seul mode dominant, mais doit être traité comme un système multi- modale couplé.

1.3.6 Interaction fluide–structure et modèle équivalent :

L'interaction fluide–structure constitue un phénomène central dans l'analyse des réservoirs. Elle se traduit par une redistribution des masses dynamiques et une modification des efforts internes dans la structure porteuse. Les modèles analytiques, notamment celui de Housner, permettent de représenter cette interaction sous forme de systèmes équivalents découplés, facilitant ainsi l'intégration dans les méthodes de calcul sismique modernes.

Cette approche constitue la base des modèles utilisés dans les réglementations internationales telles que l'Eurocode 8 et les recommandations FEMA.

1.4 Comportement sismique des châteaux d'eau :

1.4.1 Réponse générale sous action sismique :

Le comportement sismique des châteaux d'eau surélevés se caractérise par une forte sensibilité aux actions horizontales, principalement en raison de leur élancement, de la concentration de masse en partie supérieure et de la présence d'un fluide incompressible en interaction dynamique avec la structure. Sous excitation sismique, la réponse du système devient fortement non uniforme et dépend simultanément des propriétés inertielle, géométrique et dissipative de l'ensemble structure–fluide. [6][7]

Contrairement aux structures classiques, la réponse d'un château d'eau ne se limite pas à une déformation globale du fût, mais implique également des phénomènes hydrodynamiques internes qui modifient significativement la distribution des efforts.

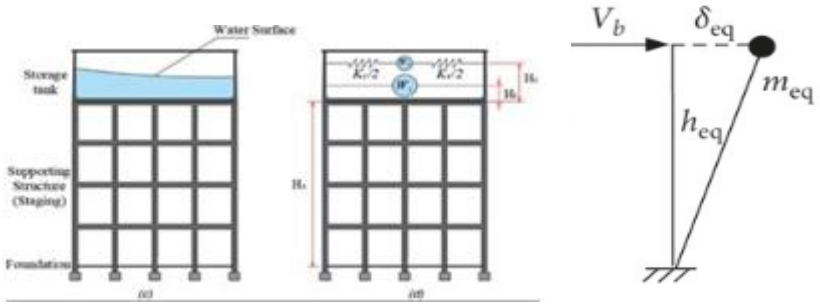


Figure1.4: Réponse sismique d'un château d'eau surélevé

1.4.2 Mécanismes de sollicitation et amplification dynamique :

Lors d'un séisme, l'accélération du sol est transmise à la structure porteuse, générant des forces d'inertie importantes au niveau du fût et de la cuve. L'effet de masse concentrée en hauteur entraîne une amplification des déplacements horizontaux, ce qui augmente les moments de renversement à la base. Cette amplification est généralement plus marquée lorsque la période propre du système se rapproche de la période dominante du mouvement sismique, conduisant à un phénomène de résonance partielle. Dans ce contexte, la réponse dynamique peut devenir critique même pour des accélérations modérées du sol.

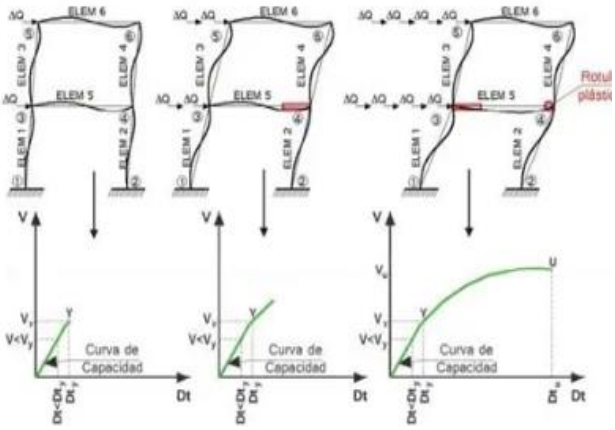


Figure 1.5: Modes de défaillance des châteaux d'eau sous séisme

1.4.3 Modes de ruine et pathologies structurelles :

Les retours d'expérience post-sismiques ont permis d'identifier plusieurs modes de rupture caractéristiques des châteaux d'eau en béton armé :

- **Fissuration du fût** : résultant des efforts combinés de flexion et de cisaillement, souvent concentrée à la base du fût.
- **Flambement ou instabilité globale** : dans les structures élancées présentant une rigidité insuffisante.

- **Endommagement de la jonction cuve–fût** : zone critique soumise à des concentrations de contraintes importantes.
- **Débordement du fluide (sloshing)** : entraînant des pertes fonctionnelles et des impacts hydrodynamiques sur les parois supérieures. [7]

Ces mécanismes peuvent apparaître de manière couplée, notamment dans les séismes de forte intensité.

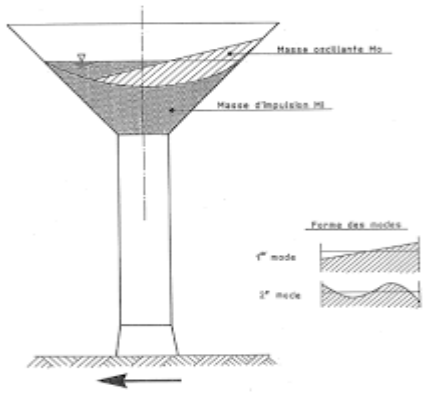


Figure 1.6 : Phénomène de sloshing dans un réservoir soumis à un séisme

1.4.4 Non-linéarité du comportement structural :

Le comportement sismique des châteaux d'eau est intrinsèquement non linéaire, particulièrement dans la phase post-élastique. Cette non-linéarité provient principalement de la fissuration progressive du béton armé, de la plastification des armatures et de la dégradation de la rigidité globale de la structure. Cette évolution entraîne une modification continue des caractéristiques dynamiques du système (période propre, amortissement effectif), ce qui rend les méthodes linéaires insuffisantes pour une représentation fidèle du comportement réel sous séisme sévère.

1.4.5 Influence des paramètres géométriques et du sol :

Le comportement sismique dépend fortement de plusieurs paramètres :

- La hauteur totale du château d'eau,
- La rigidité du fût,
- La masse de la cuve remplie,
- La forme géométrique de la cuve,
- Et surtout les caractéristiques du sol de fondation.

Un sol flexible peut amplifier les déplacements globaux du système par interaction sol–structure, modifiant ainsi la distribution des efforts internes et augmentant le risque d'instabilité globale.

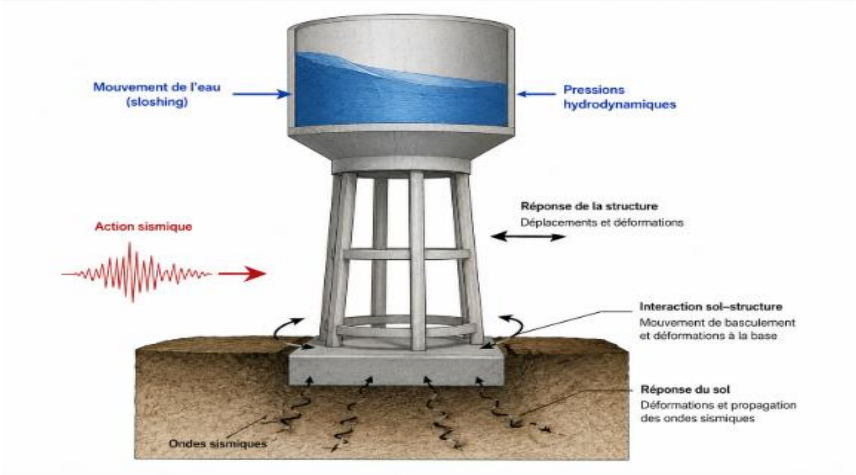


Figure1.7 : Interaction sol–structure pour un château d'eau sous action sismique

1.4.6 Retours d'expérience et observations post-sismiques :

Les observations réalisées après plusieurs séismes majeurs ont montré que les châteaux d'eau font partie des ouvrages les **plus vulnérables** parmi les structures hydrauliques. Les dommages observés concernent principalement la fissuration du fût, la perte d'étanchéité des cuves et, dans certains cas, l'effondrement partiel ou total de l'ouvrage. Ces retours d'expérience confirment que les méthodes linéaires classiques sous-estiment souvent les efforts réels, ce qui a conduit au développement de méthodes non linéaires plus avancées pour l'évaluation de la performance sismique.

1.5 Évolution des méthodes d'analyse sismique :

1.5.1 Contexte général et évolution historique :

L'analyse sismique des structures a connu une évolution progressive, passant d'approches simplifiées supposant un comportement élastique linéaire à des méthodes de plus en plus réalistes intégrant les effets non linéaires. Cette évolution est directement liée aux observations issues des séismes majeurs, qui ont mis en évidence les limites des méthodes classiques dans la prédiction du comportement réel des structures endommagées. [1][4][2]

Dans les premières approches de conception parasismique, la réponse des structures était supposée proportionnelle à l'action sismique, ce qui conduisait à des modèles linéaires basés sur la rigidité initiale. Cependant, ces hypothèses ne permettent pas de représenter les phénomènes de fissuration, de plastification et de dégradation progressive de la rigidité.

1.5.2 Méthodes linéaires classiques :

Les méthodes linéaires constituent encore aujourd'hui la base de la plupart des règlements de conception. Elles reposent principalement sur deux approches :

- **L'analyse statique équivalente**, qui transforme l'action sismique en forces horizontales équivalentes appliquées à la structure.
- **L'analyse modale spectrale**, qui permet de combiner les contributions des différents modes propres de vibration.

Ces méthodes supposent un comportement élastique de la structure et utilisent une superposition des réponses modales. Bien qu'efficaces pour le dimensionnement courant, elles restent limitées pour les structures complexes ou fortement non linéaires, notamment en présence d'interaction fluide–structure comme dans les réservoirs. [1]

1.5.3 Limites des approches linéaires :

Les retours d'expérience post-sismiques ont montré que les méthodes linéaires présentent plusieurs limitations majeures :

- Incapacité à représenter la plastification des matériaux,
- Sous-estimation des déplacements réels,
- Absence de prise en compte de la dégradation de rigidité,
- Mauvaise estimation des mécanismes de ruine.

Ces limitations deviennent particulièrement critiques dans le cas des structures élancées et des ouvrages hydrauliques, où les effets dynamiques sont fortement amplifiés.

1.5.4 Passage vers le comportement non linéaire :

L'évolution des connaissances en génie parasismique a conduit à l'introduction progressive des concepts de comportement non linéaire et de ductilité structurale. L'idée fondamentale consiste à accepter que la structure puisse entrer dans le domaine plastique sous séisme sévère, tout en conservant sa stabilité globale. Cette approche marque un changement de philosophie important : on ne cherche plus uniquement à empêcher toute déformation, mais à contrôler le niveau de dommage acceptable.

1.6 Méthodes non linéaires :

Dans ce contexte, plusieurs méthodes d'analyse non linéaire ont été développées :

- **Analyse pushover (statique non linéaire)** : basée sur l'application progressive de charges horizontales jusqu'à l'apparition des mécanismes plastiques.
- **Analyse dynamique non linéaire (time history)** : basée sur l'intégration temporelle des équations du mouvement.
- **Analyse incrémentale dynamique (IDA)** : permettant d'évaluer la réponse de la structure jusqu'à l'effondrement.

Ces méthodes permettent une représentation plus réaliste du comportement structurel, en intégrant les phénomènes de plasticité et de redistribution des efforts.

1. 6.1 Approche basée sur la performance :

L'évolution la plus récente consiste à adopter une approche basée sur la performance structurale (*Performance-Based Design*), où la structure est évaluée selon différents niveaux de performance (occupation immédiate, sécurité des vies, prévention de l'effondrement). Cette approche est formalisée dans plusieurs documents réglementaires tels que FEMA et ATC, et constitue aujourd'hui la base des méthodes avancées d'évaluation sismique.

1.6.2 Concept de l'analyse non linéaire (Non-linéaire analysais) :

Le comportement non linéaire des structures apparaît lorsque les sollicitations sismiques dépassent le domaine élastique, entraînant des déformations permanentes dans les matériaux, notamment la fissuration du béton et la plastification des armatures. Dans ce régime, la relation effort–déformation n'est plus linéaire, et la rigidité de la structure évolue progressivement au cours du chargement. [2][4]. Ainsi, l'analyse non linéaire vise à représenter de manière plus réaliste la réponse structurelle en tenant compte des mécanismes de dissipation d'énergie et des redistributions internes des efforts.

1.6.3 Analyse Pushover (analyse statique non linéaire) :

L'analyse pushover constitue l'une des méthodes les plus utilisées dans le cadre de l'évaluation de la performance sismique des structures. Elle consiste à appliquer sur la structure des forces horizontales croissantes selon une distribution prédéfinie, jusqu'à atteindre un état limite correspondant à la formation de mécanismes plastiques.

Cette méthode permet d'obtenir une représentation globale du comportement non linéaire sous la forme d'une relation entre :

- L'effort tranchant à la base,
- Le déplacement du point de contrôle (souvent le sommet de la structure).

Ce processus met en évidence la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique à travers la plastification progressive de certains éléments structuraux.

1.6.4 Courbe de capacité (Capacity Curve) :

La courbe de capacité représente la réponse globale de la structure obtenue à partir de l'analyse pushover. Elle traduit l'évolution du cisaillement de base en fonction du déplacement latéral.

On distingue généralement trois phases principales :

- **Phase élastique** : comportement linéaire avec rigidité initiale constante.

- **Phase de plastification** : apparition progressive des rotules plastiques et réduction de la rigidité.
- **Phase ultime** : perte significative de résistance menant à l'instabilité globale.

Cette courbe constitue un outil fondamental dans l'approche basée sur la performance.

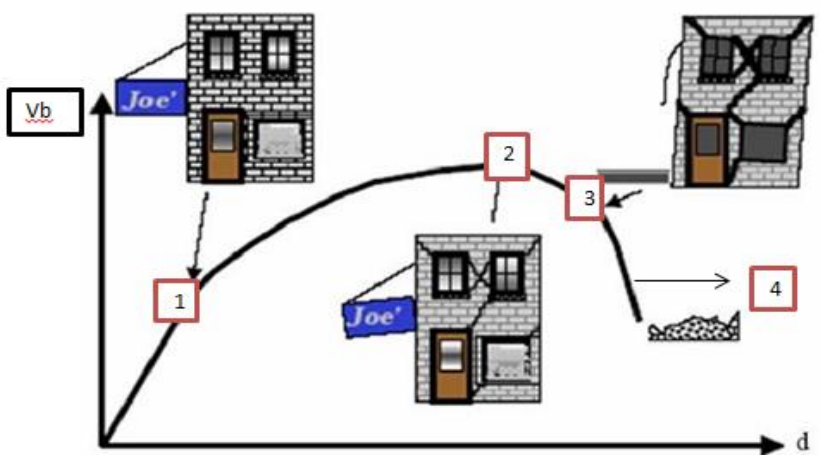


Figure 1.8: Courbe de capacité d'une structure obtenue par analyse pushover

1 : occupation immédiate : signifie qu'aucun membre de la charpente principale ne devrait avoir cédé et que les membres conservent leur rigidité élastique et leur résistance. Il pourrait y avoir des fissures capillaires dans le béton, des fissures mineures et des éclats de plâtre dans les murs de remplissage en briques. Le risque devrait être opérationnel avec des réparations minimales.

2 : sécurité de la vie : la poutre peut être endommagée en raison de l'éclatement du béton de couverture et de larges fissures peuvent apparaître à l'emplacement des articulations plastiques nécessitant un coulis d'injection pour prévenir la corrosion, mais de tels dommages seraient réparables

3 : prévention de l'effondrement : pendant cette condition, des dommages importants à la structure peuvent survenir. Avoir de grandes rotations aux lignes plastiques et un certain déplacement permanent ; cependant, les supports ne devraient pas avoir cédé et ils devraient être capables de supporter des charges permanentes de gravité. Une quantité importante de fissures en flexion et en cisaillement.

4 : effondrement

1.6.5 Rotules plastiques (Plastic hinges) :

Les rotules plastiques représentent les zones localisées où la plastification des matériaux se produit sous l'effet des charges sismiques. Elles constituent des mécanismes de dissipation

d'énergie et permettent à la structure de conserver une certaine stabilité globale malgré les déformations importantes.

Dans les modèles numériques (SAP2000 notamment), ces rotules sont introduites de manière discrète afin de simuler le comportement post-élastique des éléments structuraux.

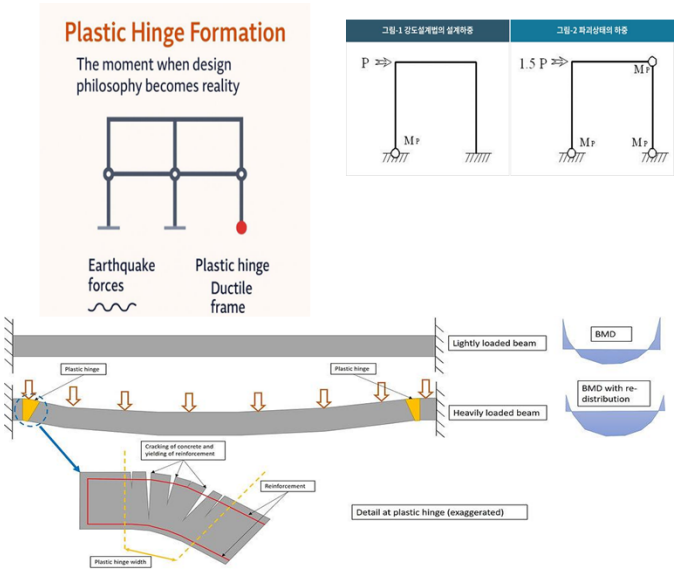


Figure 1.9**:** Formation des rotules plastiques dans une structure en béton armé sous séisme

1.6.6 Analyse dynamique non linéaire (Time History Analysis) :

Contrairement à l'analyse pushover, l'analyse dynamique non linéaire repose sur l'intégration directe des équations du mouvement dans le domaine temporel, en utilisant des enregistrements réels ou synthétiques de séismes. Cette méthode permet de capturer :

- Les effets de durée du séisme,
- Les variations d'amplitude dans le temps,
- Les phénomènes d'accumulation de dommages.

Elle est considérée comme la méthode la plus précise, mais aussi la plus coûteuse en termes de calcul.

1.6.7 Analyse IDA (Incremental Dynamic Analysis) :

L'analyse IDA consiste à appliquer progressivement des enregistrements sismiques en augmentant leur intensité jusqu'à l'effondrement de la structure. Elle permet de tracer la réponse structurelle sur toute la gamme de comportement, depuis le domaine élastique jusqu'à la ruine. Cette méthode est particulièrement utilisée pour la construction des courbes de fragilité et l'évaluation probabiliste de la performance sismique.

1.6.8 Comparaison des méthodes non linéaires :

- **Pushover** : méthode statique, simple, donne une vision globale mais approximative.

- **Time History** : méthode dynamique précise, mais dépend fortement des accélérogrammes choisis.
- **IDA** : méthode avancée, probabiliste, utilisée pour les études de vulnérabilité.

Chaque méthode possède un niveau de précision et un coût de calcul différent, ce qui explique leur complémentarité dans l'analyse sismique des structures complexes.

1.7 Approches réglementaires et normatives :

1.7.1 Cadre général de la conception parasismique :

Les approches réglementaires en ingénierie parasismique ont pour objectif de fournir un cadre normatif permettant d'assurer la sécurité des structures sous actions sismiques, tout en garantissant un niveau acceptable de dommages. Ces approches traduisent l'évolution progressive de la philosophie de conception, passant d'une logique purement résistante à une approche basée sur la performance structurelle. [1][4][2]

Dans ce contexte, les règlements définissent les actions sismiques de calcul, les combinaisons de charges, ainsi que les critères de vérification en termes de résistance, de ductilité et de déplacement.

1.7.2 Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) :

Le RPA 2024 constitue le document de référence pour la conception des structures en zone sismique en Algérie. Il définit les paramètres de l'action sismique en fonction de la zone de sismicité, de la nature du sol et du facteur d'importance de l'ouvrage.

Le RPA adopte principalement une approche **semi-probabiliste basée sur une analyse élastique équivalente**, en introduisant un facteur de comportement permettant de représenter indirectement la dissipation d'énergie par plastification.

Cependant, ce règlement reste essentiellement orienté vers des méthodes linéaires, ce qui limite son application directe pour les analyses non linéaires avancées, notamment dans le cas des ouvrages complexes tels que les châteaux d'eau.

1.7.3 Eurocode 8 et conception basée sur la ductilité :

Le Eurocode 8 représente une approche plus avancée de la conception parasismique, introduisant explicitement la notion de ductilité et de capacité de dissipation d'énergie.

Ce code repose sur deux concepts fondamentaux :

- La **conception en capacité (capacity design)**,
- Et la **hiérarchie des résistances** entre éléments dissipatifs et non dissipatifs.

L'Eurocode 8 permet également l'utilisation de méthodes d'analyse non linéaire, notamment pour les structures complexes, en complément des méthodes modales spectrales.

1.7.4 Méthodes d'analyse non linéaire selon FEMA 356, FEMA 440 et ATC-40 :

Les documents américains tels que FEMA 365, FEMA 440 et ATC-40 constituent les références majeures dans le développement des méthodes d'analyse non linéaire.

Ces documents introduisent de manière structurée :

- La **courbe de capacité (capacity curve)**,
- Le **spectre de demande**,
- Et la détermination du **point de performance (performance point)**.

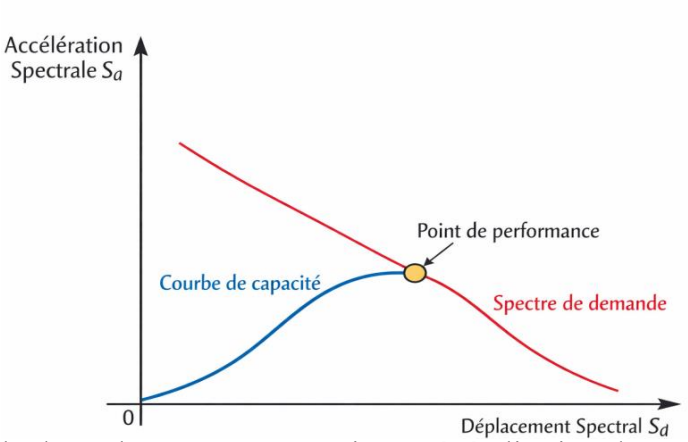


Figure 1.10: spectre de capacité, et spectre de demande et le point de performance.

Ils constituent la base théorique de la méthode pushover et ont permis sa généralisation dans l'ingénierie sismique moderne.

1.7.5 Philosophie du Performance-Based Design :

L'approche dite de **performance-based design (PBD)** représente une évolution majeure dans la conception parasismique. Contrairement aux méthodes traditionnelles basées uniquement sur la résistance, cette approche vise à contrôler le niveau de dommage attendu pour différents niveaux d'intensité sismique.

Les états de performance sont généralement définis comme suit :

- **Immediate Occupancy (IO)** : fonctionnement immédiat après séisme
- **Life Safety (LS)** : sécurité des occupants assurée
- **Collapse Prevention (CP)** : prévention de l'effondrement global

Cette approche est directement liée aux méthodes non linéaires telles que l'analyse pushover et l'analyse dynamique non linéaire.

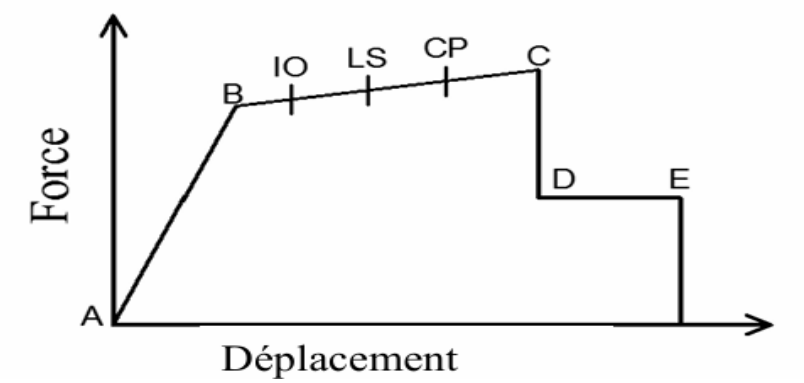


Figure 1.11 : Philosophie du Performance-Based Design (IO / LS / CP diagram)

1.7.6 Synthèse et transition vers l'étude numérique :

L'ensemble des approches réglementaires montre une évolution claire vers une prise en compte plus réaliste du comportement non linéaire des structures. Toutefois, malgré ces avancées, l'application directe des règlements reste limitée pour les ouvrages complexes tels que les réservoirs surélevés, en raison des interactions fluide–structure et des effets dynamiques spécifiques. Dans ce contexte, les outils numériques avancés tels que SAP2000 permettent d'intégrer ces phénomènes de manière plus précise, notamment à travers la modélisation des rotules plastiques et la réalisation d'analyses pushover.

Ainsi, le passage au chapitre suivant s'inscrit naturellement dans une démarche de modélisation numérique et d'évaluation non linéaire du comportement sismique du château d'eau étudié.

1.8 Synthèse critique des travaux antérieurs :

1.8.1 Évolution des recherches sur les réservoirs sismiques :

Les travaux consacrés à l'analyse sismique des réservoirs d'eau surélevés ont connu une évolution progressive, passant de modèles simplifiés à des approches numériques avancées intégrant les effets non linéaires et les interactions complexes fluide–structure–sol. Les études pionnières de George W. Housner ont constitué la base fondamentale de la modélisation hydrodynamique, en introduisant la distinction entre masse impulsive et masse convective. Cette approche a permis de simplifier le comportement du fluide en deux composantes dynamiques équivalentes, largement adoptées dans les réglementations modernes.

Par la suite, plusieurs chercheurs ont enrichi cette modélisation en intégrant des effets supplémentaires tels que l'interaction sol-structure et la flexibilité des parois, notamment dans les travaux de Livaoglu.

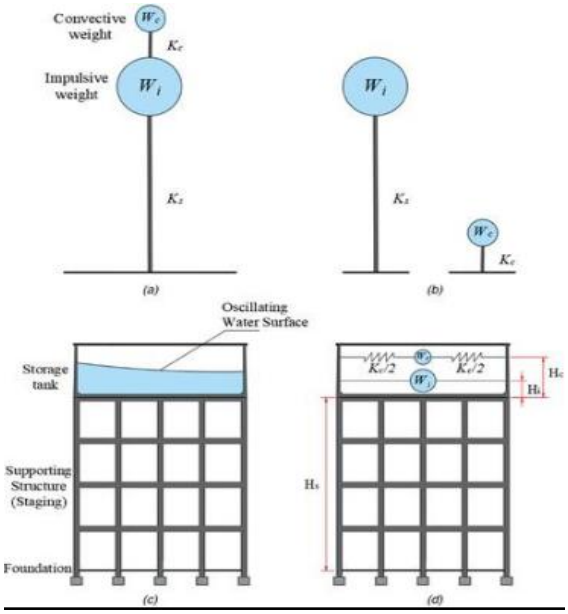


Figure 1.12 : Modélisation impulsive–convective du comportement dynamique d'un château d'eau selon Housner

1.8.2 Travaux internationaux sur l'analyse non linéaire :

Les recherches récentes ont fortement évolué vers l'analyse non linéaire des structures, en particulier avec l'utilisation de la méthode pushover et des approches dynamiques incrémentales. Les travaux de Chopra ont joué un rôle central dans la formalisation des méthodes modernes d'analyse sismique, notamment en ce qui concerne la réduction des systèmes MDOF en systèmes équivalents SDOF. Dans le domaine des réservoirs, plusieurs études (Mellati, 2018 ; Goulmot, 2012) ont montré que la méthode pushover permet d'obtenir une estimation fiable de la capacité globale, tout en restant économiquement et numériquement efficace par rapport aux analyses dynamiques complètes.

Cependant, ces travaux montrent également des limites importantes :

- Difficulté de représentation exacte du comportement fluide–structure,
- Sensibilité aux hypothèses de distribution des forces latérales,
- Absence de prise en compte complète de certaines non-linéarités locales.

1.8.3 Contributions des études nationales et locales :

Au niveau national et universitaire, plusieurs travaux ont été réalisés, notamment dans les universités algériennes (UMMTO, Batna, Tizi-Ouzou), portant sur le comportement sismique des réservoirs et des structures en béton armé.

Les travaux de Boudjellal ont permis d'approfondir la compréhension du comportement global des réservoirs surélevés en béton armé sous excitation sismique.

De même, les recherches menées à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ont intégré des approches basées sur la méthode pushover et la vulnérabilité structurelle, notamment dans les travaux de Lounaci et Cherief.

Ces études ont montré l'importance de la prise en compte des paramètres suivants :

- Rigidité du fût,
- Hauteur de la cuve,
- Interaction sol-structure,
- Comportement non linéaire du béton armé.

1.8.4 Limites des recherches existantes :

Malgré la richesse des travaux existants, plusieurs limitations scientifiques peuvent être identifiées :

- Simplification excessive du fluide dans la majorité des modèles (modèle de Housner sans couplage complet non linéaire),
- Absence d'une modélisation complète fluide–structure–sol dans plusieurs études,
- Utilisation majoritaire de méthodes linéaires ou semi-linéaires dans les règlements,
- Incertitudes sur les paramètres de plasticité dans les analyses pushover,
- Variabilité importante des résultats selon les hypothèses de modélisation.

Ces limites montrent que les modèles existants ne permettent pas toujours de capturer fidèlement le comportement réel des châteaux d'eau sous séisme sévère.

1.8.5 Positionnement de la présente étude : Dans ce contexte, la présente étude s'inscrit dans une démarche d'amélioration de la compréhension du comportement sismique des châteaux d'eau en béton armé, en intégrant une approche non linéaire basée sur la méthode pushover.

L'objectif principal est de :

- Modéliser de manière réaliste le comportement global de la structure,
- Intégrer les effets hydrodynamiques du fluide selon le modèle de Housner,
- Évaluer la capacité sismique à travers la courbe de capacité,
- Analyser la performance structurelle selon les critères du FEMA 365 et de l'ATC-40.

Ainsi, cette recherche cherche à combler les lacunes identifiées dans la littérature en proposant une approche cohérente entre réglementation, modélisation numérique et comportement réel des structures.

1.9 : Synthèse Bibliographique

L'évolution de la recherche a montré que les anciennes normes sous-estimaient fortement les charges sismiques sur les réservoirs surélevés, entraînant des ruptures par flexion (réservoir vide) ou par cisaillement (réservoir plein), surtout en cas de base unique sans redondance. Pour y remédier, des solutions comme des supports plus légers ou le chemisage en béton armé améliorent la ductilité et la dissipation d'énergie. L'interaction sol-structure révèle que les sols mous amplifient les déplacements au sommet, ce qui rend l'ancrage des fondations indispensable. Les travaux de Housner (20) constituent la base mondiale du calcul de la réponse sismique des réservoirs. Shepherd (21) a validé le modèle à deux masses en comparant théorie et essais dynamiques. Haroun & Ellaithy (1985) ont montré que des contreventements plus légers favorisent la dissipation d'énergie. Memari & Ahmadi (1992) ont conclu que les charges de conception de l'époque représentaient environ un cinquième des charges réelles et que le mode de rupture était surtout flexionnel. Rai (22) a étudié le renforcement par chemisage en béton armé, modifiant le mode de rupture vers une réponse plus ductile. Sweedan & Damatty (2003) ont confirmé par essais vibratoires la précision de leur méthode numérique. Par ailleurs, Rai et al. (23,24,25) ont montré que pour les réservoirs à grand rapport d'aspect et longues périodes naturelles, la flexion est plus critique que le cisaillement. Livaoglu & Dogangun (26) ont proposé une méthode intégrée « réservoir–fondation », démontrant que les sols mous augmentent les déplacements et réduisent le cisaillement de base. Livaoglu et al. (27) ont confirmé l'importance de l'ancrage des fondations en sols mous, tandis que pour les sols rigides l'effet est négligeable. Dutta et al. (28) ont montré que l'interaction sol-structure accroît la traction et modifie la période impulsive.

Dans une approche plus récente, Nazari (29) a évalué le facteur de modification de la réponse (1,6–2,5) selon ATC 19. Enfin, Moslemi et al. (10) ont validé la précision des analyses par éléments finis, proches des formulations de Housner (<3 % d'écart), avec un très bon accord expérimental.

En résumé, l'ensemble de ces travaux, de Housner à Moslemi, met en évidence la nécessité d'approches non linéaires, de la prise en compte de l'interaction sol-structure, et du renforcement parasismique pour une modélisation réaliste et performante des réservoirs surélevés.

1.10. Conclusion :

Les réservoirs surélevés figurent parmi les structures les plus complexes à étudier d'un point de vue sismique, en raison de l'interaction entre l'eau, la structure et le sol. Par conséquent, la classification de leur comportement sismique exige des modèles avancés. Une analyse des études antérieures montre que les travaux de de George W. Housner ont grandement facilité la représentation de l'eau et la compréhension du comportement sismique des réservoirs surélevés. Ceci a permis le développement de modèles numériques reflétant plus fidèlement la réalité physique. Il est également important de souligner la nécessité de nouvelles analyses non linéaires, car celles-ci permettent une classification plus réaliste de la capacité sismique et des mécanismes de déformation plastique, ainsi que l'identification du point de performance, qui estime les niveaux de dommages que la structure est susceptible de subir.

Chapitre 2

Comportement et méthodes d'analyse hydrodynamique des réservoirs d'eau surélevés

2.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation de la méthodologie de modélisation et des approches d'analyse non linéaire appliquées aux châteaux d'eau en béton armé soumis à l'action sismique. Il constitue le prolongement direct des fondements théoriques exposés dans le chapitre précédent, en établissant le passage vers une analyse quantitative basée sur la performance structurale.

Les châteaux d'eau représentent des systèmes hydrauliques complexes dont la réponse dynamique est fortement influencée par l'interaction couplée entre la structure porteuse, la masse de liquide contenue et le mouvement sismique du sol. Cette interaction fluide–structure génère des phénomènes dynamiques spécifiques, notamment les effets d'inertie amplifiée, les oscillations convectives du fluide (sloshing) ainsi que la redistribution non linéaire des efforts internes, conduisant à un comportement global fortement dépendant de la rigidité et de la configuration géométrique de l'ouvrage.

Dans ce contexte, les approches d'analyse linéaire montrent des limites importantes pour la représentation réaliste du comportement des structures hydrauliques sous sollicitations sismiques sévères. L'évolution des dommages, la plastification progressive des sections et la dégradation de rigidité nécessitent le recours à des méthodes non linéaires capables de reproduire le comportement post-élastique et les mécanismes de dissipation d'énergie.

Parmi ces approches, l'analyse pushover, couplée à la méthode du Capacity Spectrum (ATC-40), constitue un cadre d'évaluation performant permettant d'estimer la capacité sismique globale de la structure et d'identifier son point de performance à travers l'intersection entre la capacité structurale et la demande sismique exprimée en format ADRS.

L'objectif de ce chapitre est ainsi de présenter les fondements de la modélisation dynamique des réservoirs surélevés, les hypothèses adoptées pour la représentation du système fluide–structure, ainsi que les outils théoriques nécessaires à l'analyse non linéaire. Une attention particulière est portée à la formulation spectrale de la demande sismique, à la modélisation de la capacité structurale et à l'interprétation des paramètres de performance.

Enfin, ce chapitre établit le cadre méthodologique général de l'étude, en assurant la transition entre la formulation théorique du comportement dynamique et son application numérique détaillée dans le chapitre suivant consacré à la modélisation et à l'évaluation de la performance sismique du château d'eau étudié.

2.2 Modélisation dynamique du château d'eau :

Comportement sismique. Contrairement aux structures classiques, ces ouvrages présentent une réponse dynamique fortement couplée résultant de l'interaction entre la structure porteuse, la masse du liquide stocké et les sollicitations sismiques imposées au sol.

La présence d'une masse importante en hauteur, combinée à la flexibilité du fût porteur, engendre une amplification significative des effets d'inertie et une sensibilité accrue aux mouvements horizontaux du sol. Cette configuration structurelle conduit à des phénomènes dynamiques complexes, notamment l'allongement des périodes propres, l'augmentation des déplacements latéraux et la modification de la distribution des efforts internes.

Dans ce contexte, la période fondamentale du système constitue un paramètre clé gouvernant la réponse dynamique globale. Elle dépend essentiellement de la masse équivalente et de la rigidité latérale de la structure, selon la relation classique du système à un degré de liberté

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \qquad (2.1)$$

- T : période propre du système
- m : masse généralisée (incluant la contribution hydrodynamique du liquide)
- k : rigidité latérale équivalente de la structure

Cette relation met en évidence deux effets fondamentaux :

- Une augmentation de la masse (notamment due au liquide stocké) entraîne un allongement de la période propre ;
- Une augmentation de la rigidité conduit à une réduction des déplacements et à une augmentation de la fréquence propre. [2]

2.2.1. Réponse dynamique sous action sismique :

Sous l'effet d'une excitation sismique, le comportement dynamique du château d'eau devient fortement complexe en raison du couplage entre :

- La vibration du fût porteur,
- L'oscillation de la cuve,
- Et la réponse hydrodynamique du liquide contenu.

Cette interaction fluide–structure entraîne une distribution non uniforme des efforts dynamiques, avec des concentrations importantes au niveau du fût et de la base de la structure. Les châteaux d'eau présentent généralement :

- Une forte sensibilité aux effets de flexion globale,

- Une amplification des déplacements en partie supérieure,
- Et une concentration des efforts internes à la base du fût. [2], [3]

Sous séismes sévères, ces effets peuvent provoquer :

- La fissuration progressive du béton armé,
- La réduction de la rigidité globale,
- L'apparition de zones plastiques localisées (rotules plastiques),
- Et l'évolution vers un comportement non linéaire global.

Ces phénomènes justifient le recours à des méthodes d'analyse avancées telles que l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse pushover afin de capturer le comportement réel post-élastique de la structure. [3], [4]

2.2.2 Interaction fluide–structure :

L'interaction fluide–structure constitue un phénomène fondamental dans l'analyse dynamique des réservoirs. Sous excitation sismique, le liquide contenu dans la cuve développe des pressions hydrodynamiques variables sur les parois, modifiant significativement la réponse globale du système.

Les travaux de Housner ont permis de représenter ce comportement complexe par un modèle mécanique équivalent simplifié composé de deux contributions principales : la masse impulsive et la masse convective. [6]

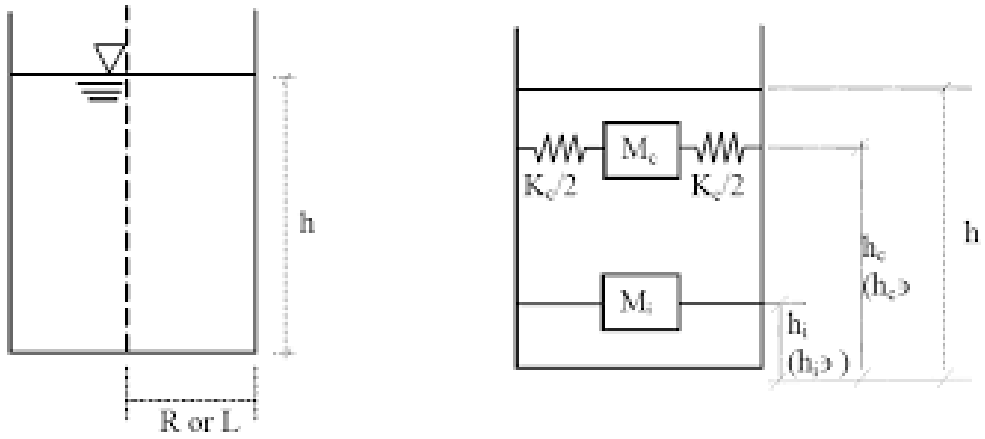


Figure 2.1 : Modèle simplifié impulsif–convectif de Housner pour un château d'eau

La masse impulsive représente la portion du liquide se déplaçant solidairement avec la structure et générant des forces d'inertie directement transmises au fût.

La masse convective correspond à la partie du liquide soumise au phénomène de ballottement (sloshing), caractérisé par des oscillations de la surface libre.

Effet du ballottement -Sloshing- :

Le ballotement désigne le mouvement oscillatoire de la surface libre du liquide sous excitation sismique. Il peut engendrer :

- des pressions hydrodynamiques supplémentaires,
- des sollicitations locales sur les parois,
- et une amplification des efforts dans la cuve.

L'intensité de ce phénomène dépend principalement de la géométrie du réservoir, du niveau de remplissage et du contenu fréquentiel du séisme. [6], [7]

2.3 Interaction fluide–structure selon l'approche de Housner :

L'interaction fluide–structure constitue l'un des phénomènes les plus déterminants dans le comportement sismique des réservoirs surélevés. Afin de simplifier l'analyse de ce système complexe, Housner (1963) a proposé une modélisation équivalente permettant de représenter le comportement dynamique du liquide par un système mécanique simplifié à masses concentrées et ressorts équivalents. [6]

Cette approche repose sur l'hypothèse fondamentale selon laquelle le liquide contenu dans le réservoir peut être décomposé en deux composantes dynamiques distinctes ayant des comportements physiques différents sous excitation sismique.

2.3.1 Principe fondamental du modèle de Housner :

Le modèle de Housner consiste à représenter le réservoir rempli de liquide par un système dynamique équivalent comprenant :

- Une masse impulsive (mi) liée rigidement à la structure,
- Une masse convective (mc) reliée à la structure par un ressort équivalent.

La masse impulsive représente la portion du liquide qui se déplace solidairement avec la paroi du réservoir, générant des forces d'inertie directement transmises à la structure porteuse.

La masse convective représente la portion du liquide soumise à un mouvement oscillatoire indépendant, responsable du phénomène de ballottement (sloshing).

Cette décomposition permet de transformer un problème fluide–structure complexe en un système dynamique équivalent à deux degrés de liberté, facilitant ainsi l'analyse modale et sismique. [6], [7]

Masse impulsive : La masse impulsive représente la partie du liquide qui suit le mouvement de la structure pendant l'excitation sismique.

La masse impulsive est déterminée à partir du coefficient impulsif C_i: $m_i=C_i.m_w$

- m_i: masse impulsive,
- C_i: coefficient impulsif,
- m_w: masse totale du liquide.

Masse convective : La masse convective représente la partie du liquide soumise au mouvement oscillatoire de la surface libre. Cette composante est associée au phénomène de sloshing.

La masse convective est définie par :

$$\boldsymbol{m_c=C_c.m_w} \quad (2.2)$$

- m_c: masse convective,
- C_c: coefficient convectif,
- m_w: masse totale du liquide.

Les coefficients C_i et C_c vérifient généralement la relation :

$$\boldsymbol{C_i + C_c = 1} \quad (2.3)$$

Le coefficient convectif peut être exprimé par :

$$C_c = 0.318\frac{R}{h}Tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right) \quad (2.4)$$

- R: rayon du réservoir,
- h: hauteur du liquide.

Dans le modèle de Housner, les masses hydrodynamiques sont appliquées à des hauteurs équivalentes.

La hauteur de la composante impulsive est généralement donnée par : $h_i= 0.4.h$ (2.5)

La hauteur de la composante convective peut être exprimée par :

$$h_c = h\left[1-\frac{\left(\cosh\left(1.84\frac{h}{R}\right)-1\right)}{1.84\frac{h}{R}\sinh\left(1.84\frac{h}{R}\right)}\right] \quad (2.6)$$

Le mouvement convectif du liquide est caractérisé par une fréquence propre liée aux oscillations de la surface libre.

La fréquence convective peut être déterminée par :

$$\omega^2 = 1.84\frac{g}{R}\tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right) \quad (2.7)$$

- g: accélération de la pesanteur,
- R: rayon du réservoir,
- h: hauteur du liquide.

La rigidité équivalente du ressort convectif est donnée par :

$$k_c = m_c.w^2 \quad (2.8)$$

Le modèle de Housner constitue aujourd'hui une référence largement adoptée dans plusieurs règlements parasismiques tels que l'Eurocode 8, l'ACI 350.3 et le RPA pour la représentation simplifiée des effets hydrodynamiques dans les réservoirs de stockage.

2.3.3 Effets hydrodynamiques sur la réponse sismique :

Le modèle de Housner constitue aujourd'hui l'une des approches les plus utilisées dans l'analyse sismique des réservoirs de liquide. Sa simplicité permet d'intégrer les effets hydrodynamiques dans les modèles numériques sans recourir à des simulations fluides complexes.

Cette approche est largement adoptée dans les règlements parasismiques, les études dynamiques avancées, ainsi que les analyses non linéaires de type pushover [1], [3], [4].

Dans les logiciels modernes tels que SAP2000, le modèle impulsif–convectif permet de représenter efficacement le comportement dynamique du liquide à travers des systèmes équivalents masses–ressorts.

L'utilisation de cette approche améliore considérablement la précision de l'évaluation sismique des châteaux d'eau et permet une meilleure estimation des déplacements, des efforts hydrodynamiques ainsi que des mécanismes de plastification de la structure.

2.3.4 Interprétation physique du comportement hydrodynamique :

Le comportement du liquide sous action sismique peut être interprété comme la superposition de deux phénomènes : un mouvement rigide (impulsif) directement couplé à la structure, et un mouvement oscillatoire (convectif) indépendant de la vibration structurelle. Cette séparation permet de distinguer deux contributions majeures dans la réponse sismique, à savoir les forces d'inertie transmises au fût et les effets dynamiques de sloshing dans la cuve.

2.3.5 Phénomène de sloshing et implications dynamiques :

Le sloshing correspond à l'oscillation de la surface libre du liquide sous excitation sismique. Ce phénomène peut générer des pressions dynamiques supplémentaires sur les parois, des efforts cycliques sur la cuve, une augmentation des déplacements globaux, et dans certains cas un débordement du liquide. Son intensité dépend principalement de la géométrie du réservoir, du niveau de remplissage, ainsi que de la fréquence du séisme par rapport à la fréquence convective.

2.3.6 Intérêt du modèle de Housner dans l'analyse sismique :

Le modèle de Housner constitue aujourd'hui une référence dans l'analyse des réservoirs en génie parasismique en raison de sa simplicité de mise en œuvre, de sa compatibilité avec les modèles numériques (SAP2000), de sa capacité à reproduire les effets dominants du fluide, et de sa prise en compte efficace des effets dynamiques impulsifs et convectifs. Il est largement intégré dans les approches réglementaires modernes et constitue une base essentielle pour les analyses modales, spectrales et non linéaires des châteaux d'eau. [6], [7] et [8]

2.4 Actions sismiques et représentation spectrale :

L'analyse de la réponse sismique des structures repose sur la caractérisation du mouvement du sol et sur la modélisation de la demande dynamique induite. Dans le cas des châteaux d'eau surélevés, cette analyse est fortement influencée par le couplage entre la structure porteuse et la masse hydrodynamique du fluide, conduisant à un comportement fluide–structure complexe. L'action sismique constitue une excitation dynamique du sol générant des sollicitations d'inertie dépendant des propriétés dynamiques de la structure et du contenu fréquentiel du séisme. Afin de représenter ces effets de manière simplifiée, les règlements parasismiques utilisent le concept de spectre de réponse, qui constitue la base des méthodes d'analyse modale et des approches de performance sismique. [1][3]

2.4.1 Nature de l'action sismique :

Un séisme correspond à une excitation dynamique du sol caractérisée par des accélérations temporelles Üg(t) et, contrairement aux chargements statiques, l'action sismique se distingue par son caractère dynamique, aléatoire, transitoire et multidirectionnel.

Les forces d'inertie induites dans la structure sont données par :

$$F(t) = -m.\ddot{U}g(t) \quad (2.9)$$

Dans les réservoirs surélevés, la réponse dynamique implique :

- la structure porteuse
- la masse impulsive du liquide
- la masse convective associée au phénomène de sloshing

La réponse globale dépend du couplage fluide–structure et des caractéristiques vibratoires du système. [6][7]

2.4.2 Spectre de réponse et représentation réglementaire (RPA 2024 + ADRS) :

Le spectre de réponse représente la réponse maximale d'un oscillateur à un degré de liberté en fonction de sa période propre. Il est défini par :

- L'accélération spectrale S_a
- La vitesse spectrale S_v
- Le déplacement spectral S_d

Ce spectre constitue un outil fondamental pour l'évaluation des sollicitations sismiques et l'identification des zones d'amplification dynamique. [1]

Le RPA 2024 définit le spectre de calcul en fonction de la zone sismique, des caractéristiques du site et du comportement structural. Il s'exprime sous la forme :

$$S_a/g=f(T) \tag{2.10}$$

- A : coefficient d'accélération de zone
- R: coefficient de comportement
- Q : facteur de qualité
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques du sol
- η : facteur d'amortissement

Pour un amortissement de 5 %, on adopte généralement : $\eta \approx 1$

Dans les approches non linéaires (ATC-40), le spectre est transformé en format ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectrum), permettant de représenter simultanément la demande sismique et la capacité structurale.

La transformation est donnée par :

$$Sd = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) Sa \tag{2.11}$$

Ce format constitue la base de la méthode du spectre de capacité utilisée dans les analyses pushover. [3][4]

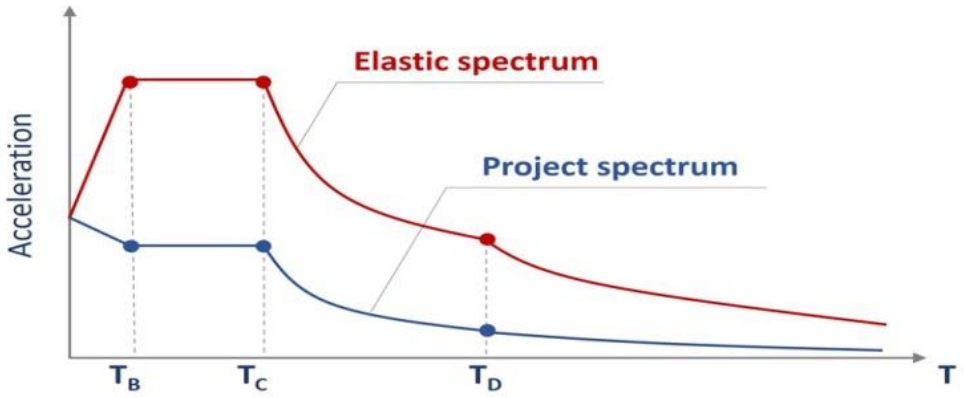


Figure 2.2 : Spectre de réponse élastique en accélération (Sa–T)

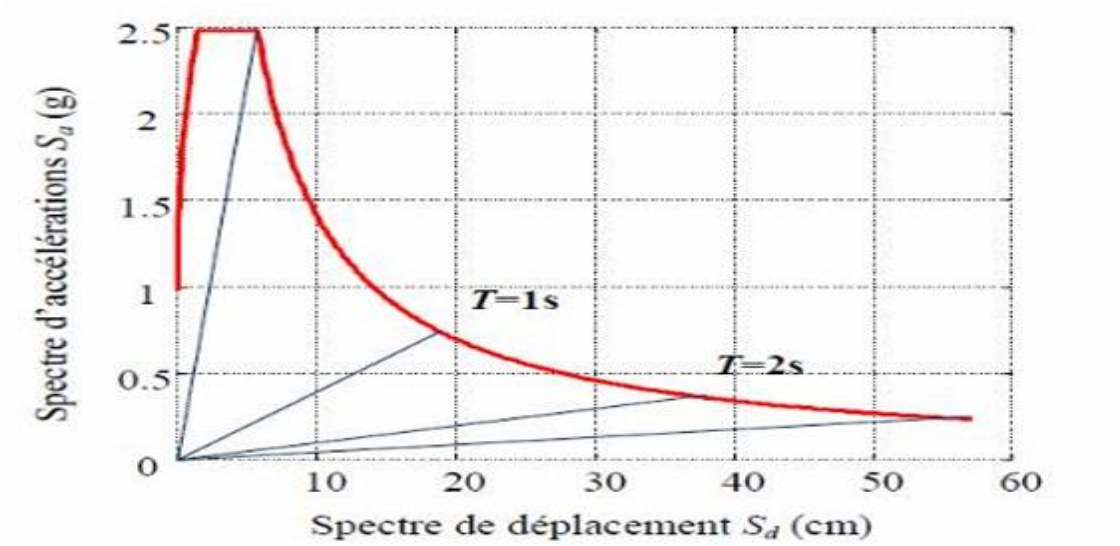


Figure 2.3 : Transformation du spectre de réponse du format Sa–T vers le format ADRS (Sa–Sd)

Intégration finale :

La demande sismique évolue en fonction de la dégradation de rigidité et de l'endommagement structural, entraînant une variation de la période propre du système. Cette évolution justifie le recours aux méthodes non linéaires telles que l'analyse pushover, permettant de déterminer le point de performance par intersection entre la courbe de capacité et le spectre de demande.

Dans les châteaux d'eau, la représentation spectrale est particulièrement importante en raison des effets d'amplification hydrodynamique et de la distinction entre les composantes impulsive et convective. Elle constitue une étape essentielle avant toute analyse non linéaire avancée. [6][7][8]

2.5 Analyse pushover et comportement non linéaire :

L'analyse sismique des structures a évolué vers des approches basées sur la performance, permettant d'évaluer le comportement réel des structures au-delà du domaine élastique. Pour les châteaux d'eau surélevés, cette approche est particulièrement pertinente en raison de l'interaction fluide–structure et de la forte concentration des masses en hauteur. L'analyse pushover constitue une méthode statique non linéaire permettant d'estimer la capacité sismique globale d'une structure jusqu'à l'apparition des mécanismes de ruine. [3][4]

2.5.1 Principe général de l'analyse pushover :

L'analyse pushover consiste à appliquer progressivement un chargement latéral équivalent représentant l'action sismique, dont l'intensification se poursuit jusqu'à l'atteinte d'un état limite ou d'un déplacement cible. Cette méthode permet de prendre en compte la fissuration du béton, la plastification des éléments, la redistribution des efforts, la dégradation de rigidité et la dissipation d'énergie, offrant ainsi la possibilité de suivre l'évolution du comportement structural dans le domaine non linéaire [3][4].

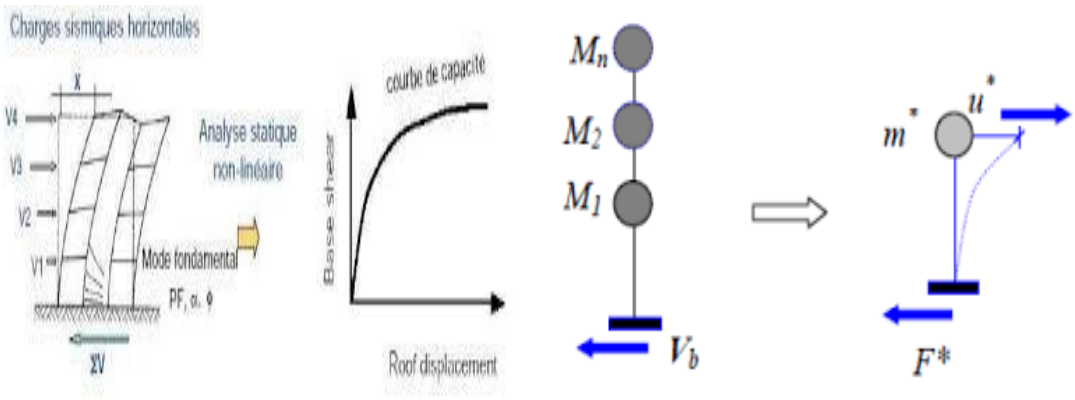


Figure 2.4 : Principe de l'analyse pushover appliquée à une structure en béton armé

2.5.2 Chargement latéral et courbe de capacité :

Les forces horizontales sont appliquées selon une distribution uniforme, triangulaire ou modale, cette dernière étant la plus adaptée aux structures élancées comme les châteaux d'eau. Le chargement peut être exprimé de manière proportionnelle à la masse et à la forme modale dominante. L'un des principaux résultats de l'analyse est la courbe de capacité, représentant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet, qui met en évidence successivement le domaine élastique, le début de plastification, le domaine post-élastique et la phase de dégradation. Elle constitue ainsi un indicateur essentiel de la performance sismique globale. [3][4]

2.5.3 Non-linéarité, rotules plastiques et ductilité :

La non-linéarité structurale est liée à l'apparition progressive des rotules plastiques dans les zones critiques. Ces rotules correspondent à des zones de déformation irréversible apparaissant lorsque la résistance locale est dépassée. Dans les structures en béton armé, elles apparaissent généralement à la base des voiles et dans les zones de concentration des efforts. La dégradation de rigidité s'accompagne d'une évolution des périodes propres et de la redistribution des efforts internes.

La ductilité, définie par le rapport entre déplacement ultime et déplacement élastique, constitue un paramètre fondamental permettant d'évaluer la capacité de dissipation d'énergie : $U=D_p/D_y$

Une forte ductilité améliore le comportement sous séisme sévère et réduit le risque d'effondrement fragile. [3][4]

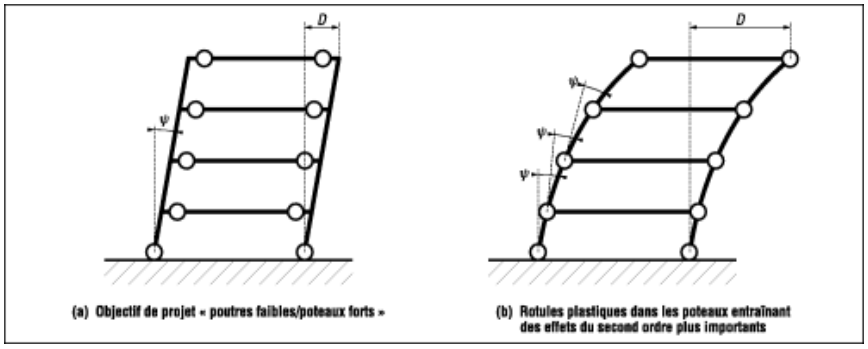


Figure 2.5 : Formation et évolution des rotules plastiques dans une structure sous séisme

2.5.4 Intérêt de l'analyse pushover dans les châteaux d'eau :

L'analyse pushover permet :

- L'identification des zones critiques
- L'estimation des déplacements ultimes
- Le suivi des mécanismes plastiques

- L'évaluation des niveaux de performance
- La prise en compte du comportement post-élastique

Elle permet également d'étudier l'influence du niveau d'eau, des caractéristiques du sol et de l'interaction fluide–structure. Cette méthode constitue aujourd'hui un outil essentiel dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des châteaux d'eau. [3][4][8]

2.6 Méthode du Capacité Spectrum (ATC-40) :

La méthode du Capacité Spectrum constitue une approche fondamentale de l'analyse sismique basée sur la performance. Elle permet de combiner la capacité non linéaire de la structure, obtenue à partir de l'analyse pushover, avec la demande sismique exprimée sous forme spectrale dans le format ADRS. L'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de demande permet de déterminer le point de performance, représentant l'état d'équilibre dynamique du système sous l'action sismique. [3][4]

2.6.1 Principe général de la méthode :

La méthode ATC-40 consiste à réduire le système structurel à un système équivalent à un degré de liberté afin de comparer directement la capacité et la demande sismique dans le plan spectral (S_a–S_d). Elle prend en compte :

- La non-linéarité du comportement structural
- La dégradation de rigidité
- La dissipation d'énergie
- L'évolution de l'amortissement effectif

Le comportement est représenté dans l'espace spectral où le point d'intersection définit le point de performance. [3][4]

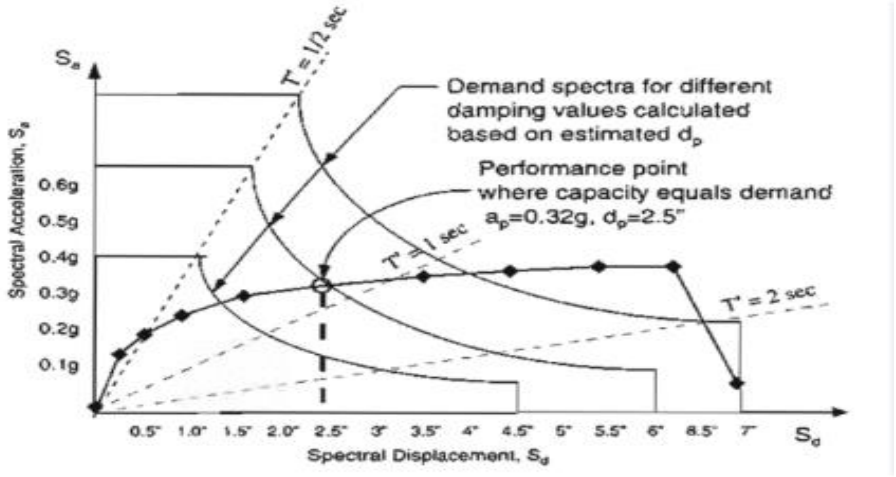


Figure 2.6 : Principe de la méthode du Capacity Spectrum selon ATC-40

2.6.2 Transformation de la courbe de capacité en format ADRS :

La courbe pushover (V_{base}–Δ_{sommet}) est transformée en coordonnées spectrales :

$$S_a = V/M.g \; ; \; S_d = \Delta/\Gamma \qquad (2.13)$$

Cette transformation permet de comparer directement la capacité structurale au spectre de demande dans le même espace (ADRS). [3][4]

2.6.3 Idéalisation bilinéaire et amortissement effectif :

La courbe de capacité est généralement simplifiée par une représentation bilinéaire équivalente, composée d'une phase élastique et d'une phase post-élastique.

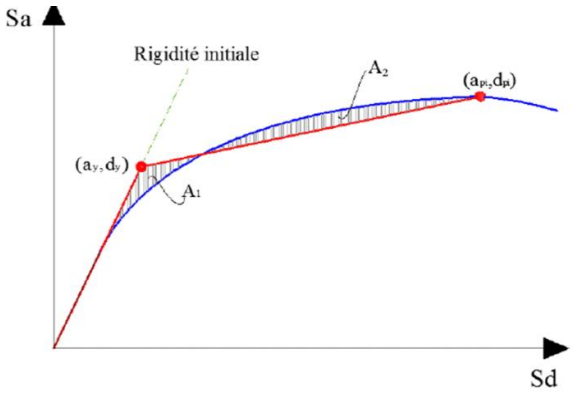


Figure 2.7 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

Cette idéalisation est basée sur une équivalence énergétique entre la courbe réelle et la courbe simplifiée.

Lorsque la structure entre dans le domaine non linéaire, une partie de l'énergie est dissipée sous forme hystérétique, ce qui conduit à un amortissement effectif :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \beta \, \xi_h$$

Avec : $\xi_h = (1/4\pi).(E_d/E_s)$

Cette augmentation de l'amortissement entraîne une réduction de la demande sismique. [3][4]

2.6.4 Point de performance et application aux châteaux d'eau :

Le point de performance correspond à l'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande réduit, représentant l'état réel de la structure sous séisme et permettant de déterminer le déplacement maximal attendu, le niveau d'endommagement, le degré de plastification ainsi que le niveau de performance (IO, LS, CP). Dans le cas des châteaux d'eau surélevés, cette méthode est particulièrement pertinente en raison de la non-linéarité importante, des effets hydrodynamiques, de l'interaction fluide–structure et des déplacements

élevés, constituant ainsi un outil essentiel pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique et la validation du comportement réel des structures [2],[3],[4], [8].

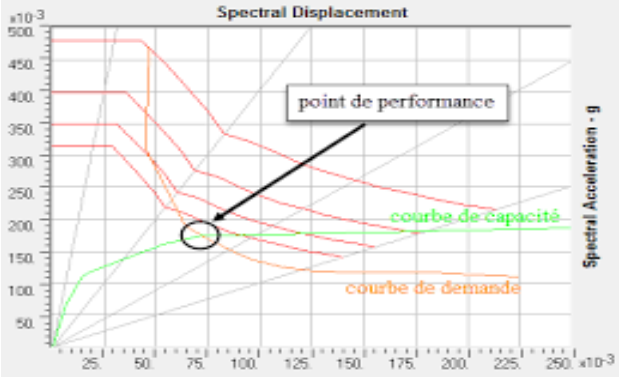


Figure2.8 : Détermination graphique du point de performance selon ATC-40

2.7 Procédures de détermination du point de performance selon l'ATC-40 :

Dans le cadre de la méthode du Capacity Spectrum, l'ATC-40 propose plusieurs procédures permettant de déterminer le point de performance d'une structure soumise à une action sismique. Ces approches reposent sur le même principe fondamental : établir l'équilibre entre la capacité non linéaire de la structure et la demande sismique réduite en fonction de l'amortissement effectif. [4].

2.7.1 Procédure A (approche itérative) :

La procédure A constitué l'approche la plus rigoureuse proposée par l'ATC-40. Elle repose sur un processus itératif visant à ajuster progressivement le spectre de demande en fonction de l'amortissement effectif développé par la structure. La démarche consiste à construire le spectre de réponse élastique à 5 % d'amortissement, à le transformer en format ADRS (Sa–Sd), puis à établir la courbe de capacité issue du pushover. Un amortissement effectif lié à la dissipation d'énergie est ensuite estimé afin de réduire le spectre de demande en conséquence, avant de rechercher son intersection avec la courbe de capacité. Ce processus est répété jusqu'à convergence du déplacement spectral, définissant ainsi le point de performance. [3][4].

2.7.2 Procédure B (approche simplifiée) :

La procédure B constitue une version simplifiée de la procédure A, reposant sur une idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité et une estimation directe de l'amortissement effectif, ce qui permet une réduction du nombre d'itérations, une mise en œuvre plus rapide et une interprétation graphique simplifiée. Cette approche est largement utilisée dans les études pratiques, notamment pour les châteaux d'eau, en raison de sa robustesse et de sa compatibilité avec les logiciels de calcul tels que SAP2000.**2.7.3 Classification du comportement structural :**

L'ATC-40 distingue trois types de comportement structural influençant directement l'amortissement effectif :

- Type A : comportement ductile avec forte dissipation d'énergie
- Type B : comportement intermédiaire avec ductilité modérée
- Type C : comportement fragile à faible dissipation

Les châteaux d'eau en béton armé présentent généralement un comportement de type B, en raison de la flexibilité du fût et des effets hydrodynamiques. [4]

Le point de performance obtenu constitue un indicateur fondamental de la réponse sismique réelle de la structure. Il permet d'évaluer le déplacement maximal, le niveau d'endommagement et l'état global de performance (IO, LS, CP). Cette approche fournit une représentation plus réaliste du comportement des structures par rapport aux méthodes purement élastiques, en particulier pour les réservoirs surélevés soumis à des effets dynamiques complexes. [2][3][4][18]

2.8 Paramètres de performance et critères d'évaluation sismique :

L'évaluation moderne du comportement sismique des structures repose sur une approche basée sur la performance, permettant d'apprécier la capacité réelle de l'ouvrage à conserver un niveau de sécurité acceptable après un séisme. Contrairement aux méthodes classiques basées uniquement sur la résistance, cette approche intègre le comportement non linéaire, la dissipation d'énergie et l'endommagement progressif de la structure [2][3][4].

Dans ce cadre, plusieurs paramètres essentiels permettent de caractériser la réponse sismique des structures : les déplacements, la ductilité, la rigidité et les mécanismes de plastification.

Déplacements globaux et inter-étages :

Le déplacement constitue un indicateur fondamental de la réponse structurale, où le déplacement maximal représente la réponse globale de la structure au niveau du sommet et

correspond au point de performance dans les approches ATC-40. L'évaluation des déplacements permet d'identifier la flexibilité globale de la structure, le niveau de déformation et le risque d'instabilité dynamique. Dans les châteaux d'eau élancés, des déplacements excessifs peuvent amplifier les effets hydrodynamiques et accélérer la dégradation de la rigidité. Enfin, les déplacements inter-étages sont définis par la relation $\Delta_i = u_i - u_{i-1}$.

Ils permettent d'évaluer l'endommagement local et la concentration des déformations, constituant un indicateur direct du comportement non linéaire de la structure.

Ductilité, rigidité et dégradation structurale :

La ductilité représente la capacité de la structure à subir des déformations plastiques importantes sans rupture brutale. Elle est définie par : $U=D_p/D_y$

Une ductilité élevée traduit une bonne capacité de dissipation d'énergie, mais peut également indiquer une pénétration importante dans le domaine plastique.

La rigidité évolue entre l'état élastique et l'état plastifié : $K_e=V_y/D_y$; $K_p=V_p/D_p$

La diminution de rigidité traduit la fissuration du béton et la plastification progressive des éléments structuraux.

Le niveau global de dégradation peut être exprimé par : $I_d=1-(K_p/K_e)$

Cet indicateur permet d'évaluer l'intensité de l'endommagement structural et l'évolution vers un état critique.

Rotules plastiques et niveaux de performance :

Les rotules plastiques représentent les zones où les déformations deviennent irréversibles après dépassement de la limite élastique. Elles apparaissent généralement à la base des voiles et dans les zones fortement sollicitées en flexion et cisaillement. Leur développement progressif permet d'identifier le mécanisme de ruine et la hiérarchie de résistance de la structure. Les niveaux de performance définis par FEMA 356 (IO, LS, CP) permettent de classifier l'état de la structure après séisme en fonction de son niveau d'endommagement et de sa capacité résiduelle.

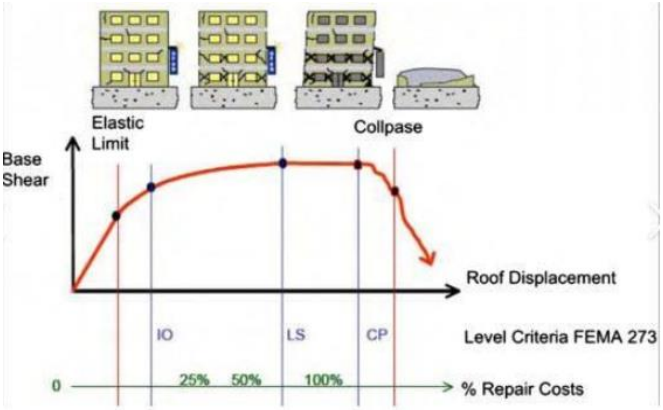


Figure2.9 : Définition des niveaux de performance IO, LS et CP selon FEMA 356

Les paramètres de performance constituent des outils essentiels pour l'évaluation réaliste du comportement sismique des structures hydrauliques. Ils permettent d'intégrer les effets non linéaires, d'identifier les zones critiques et d'estimer la sécurité globale de l'ouvrage sous actions sismiques sévères.

2.8. Prise en compte de l'interaction sol–structure :

L'interaction sol–structure est modélisée en remplaçant le sol par des ressorts équivalents introduits au niveau des appuis de la structure sous SAP2000, représentant la flexibilité du sol selon les degrés de liberté vertical, horizontal et rotationnel.

Le module de cisaillement du sol est donné par : $G = E / [2(1+\nu)]$

Les raideurs statiques équivalentes du sol sont calculées selon les formules de Newmark-Rosenblueth pour une fondation circulaire surfacique :

$Kz = 4\ G\ r0 / (1-\nu)$

$Kx = 32\ (1-\nu)\ G\ r0 / (7-8\nu)$

$K\theta = 8\ G\ r0^3 / [3(1-\nu)]$

L'introduction de ces ressorts réduit la rigidité globale du système, augmente les périodes propres de vibration et amplifie les déplacements latéraux, déplaçant ainsi le point de performance vers des valeurs plus élevées comparativement au modèle à base encastrée.

2.9 - Conclusion :

L'étude du comportement sismique des réservoirs d'eau surélevés s'appuie sur une analyse rigoureuse des phénomènes dynamiques qui gouvernent leur réponse aux sollicitations sismiques. La complexité de cette analyse tient à la fois aux caractéristiques structurelles intrinsèques de l'ouvrage et à l'interaction dynamique entre la masse liquide et la structure de soutènement, rendant leur modélisation particulièrement délicate.

Le modèle de Housner constitue une avancée fondamentale dans ce domaine, en établissant la distinction entre deux composantes dynamiques essentielles : la composante impulsive et la

composante convective. Cette décomposition permet de caractériser avec précision les masses dynamiques mobilisées et les forces hydrodynamiques induites lors d'un séisme, tout en offrant une représentation simplifiée mais rigoureuse du comportement global du système.

Par ailleurs, les méthodes d'analyse non linéaires, et en particulier l'analyse statique non linéaire de type *pushover* associée à la méthode du spectre de capacité (ATC-40), se sont imposées comme des outils incontournables pour l'évaluation réaliste de la performance sismique. Ces approches permettent de suivre l'évolution progressive de la plasticité au sein de la structure, d'identifier la dégradation du point de performance et d'estimer les niveaux de dommages potentiels. Elles mettent également en lumière le rôle déterminant des indicateurs de performance sismique — notamment les déplacements, l'étendue de la plasticité et la formation des rotules plastiques — dans l'appréciation de la capacité de la structure à résister aux actions sismiques.

Chapitre 3

Modélisation dynamique linéaire, analyse sismique et évaluation non linéaire du réservoir surélevé

3.1 Introduction :

Les réservoirs surélevés constituent des ouvrages hydrauliques particulièrement sensibles aux sollicitations sismiques en raison de l'interaction dynamique entre la structure porteuse et le liquide contenu dans la cuve. La présence du fluide engendre des effets hydrodynamiques susceptibles de modifier significativement la réponse vibratoire globale du système.

Afin de représenter ce comportement, le modèle développé par George W. Housner est adopté dans cette étude. Cette approche repose sur la décomposition de la masse liquide en une composante impulsive liée à la structure et une composante convective associée aux phénomènes de ballottement.

Le présent chapitre est consacré à la modélisation dynamique du château d'eau étudié ainsi qu'à l'évaluation de ses caractéristiques modales à partir des matrices de masse et de rigidité du système équivalent. Une transformation du système réel à plusieurs degrés de liberté vers un modèle équivalent SDOF est ensuite réalisée conformément aux recommandations ATC-40 et FEMA 356.

L'analyse sismique est menée selon les prescriptions du RPA 2024 et de l'Eurocode 8 afin de déterminer les paramètres spectraux caractérisant la réponse dynamique du réservoir. Enfin, une évaluation non linéaire du comportement structural est effectuée par la méthode du spectre de capacité, accompagnée d'une vérification du dimensionnement en béton armé selon les règles du BAEL.

3.2 Description géométrique et caractéristiques mécaniques :

Le château d'eau étudié est un réservoir surélevé en béton armé de géométrie axisymétrique. La modélisation adoptée repose sur les hypothèses suivantes :

- Béton armé homogène et isotrope ;
- Comportement linéaire élastique avant fissuration ;
- Poids volumique du béton : $\gamma_{béton}$=25 kN/m^3
- Poids volumique de l'eau : γ_{eau}=10 kN/m^3
- Accélération de la pesanteur : g=10 m/s^2

La capacité du réservoir est déterminée à partir d'une décomposition géométrique en plusieurs volumes élémentaires. Les principales dimensions adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

AB = 11.70 m ; CD = 11.70 m ; EF = 7.82 m ; GH = 1.90 m ; JH = 3.92 m ; EG = 3 m ;

R = 3.85 m ; f = 1 m

Formule du volume de calotte sphérique : $V=(\frac{\pi}{3})f^2.(3R-f)$

Le volume total du réservoir est donné par : $V=V_1+V_2-V_3-V_4$

Volume V_1 (cylindre principal) : $V_1=(\frac{\pi}{3})\times(11.7)^2\times3.92=421.45\ m^3$

Volume V_2 (tronc de cône) : $V_2=(\frac{\pi}{3})\times1.45\times(\frac{11.7^2}{4}+\frac{7.82^2}{4}+\frac{11.7\times7.82}{4})=109.9\ m^3$

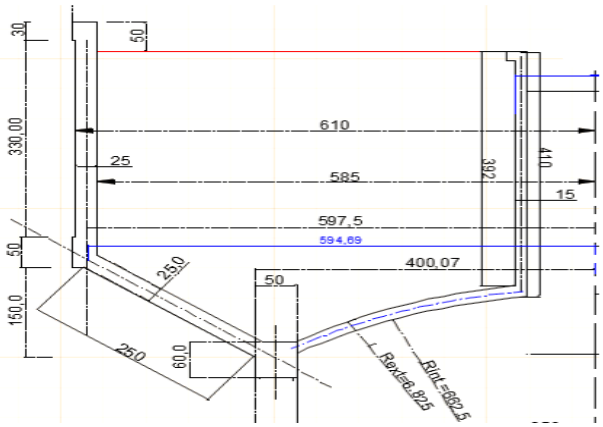
Volume V_3 (cheminée interne) : $V_3=(\frac{\pi}{3})\times1.90^2\times3.92=11.17\ m^3$

Volume V_4 (calotte supérieure) : $V_4=(\frac{\pi}{3})\times1^2\times(3\times3.5-1)=9.9\ m^3$

Volume total : $V=421.45+109.9-11.17-9.9=510.34\ m^3\approx500\ m^3$

Le fût est modélisé comme un tronc de cône creux :

- Hauteur : H=20 m
- Rayon inférieur : R_{inf}=3.53 m
- Rayon supérieur : R_{sup}=4.03 m
- Rayon intérieur moyen : R_{int}=3.78 m



Cuve (réservoir) :

Voile cylindrique :

- R_1=6.10 m
- R_2=5.85 m
- H=3.30 m

Partie tronconique (liaison cuve–fût) :

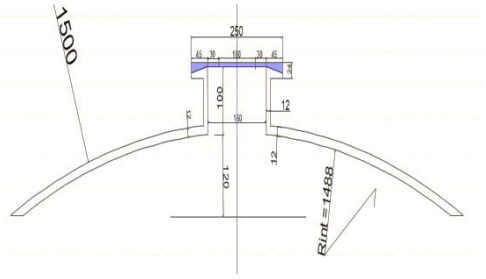
Les dimensions sont définies par :

- R_1=6.27 m
- R_4=4.33 m
- R_2=5.85 m
- R_3=4.00 m

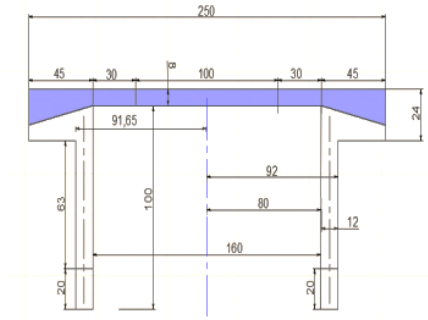
Coupoles :

Relation géométrique fondamentale : $R_s=\frac{(f2+R2)}{2}\times f$

Coupole supérieure :

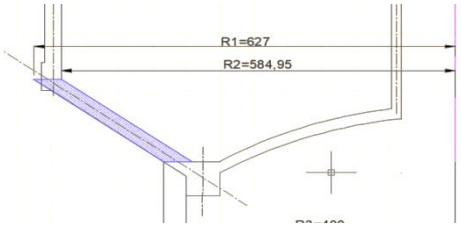


- Rayon moyen : R=14.94 m
- Flèche : f=1.20 m
- Épaisseur : e=0.12 m
- R_1=15 m
- R_2=14.88 m

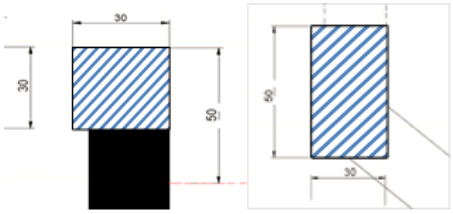


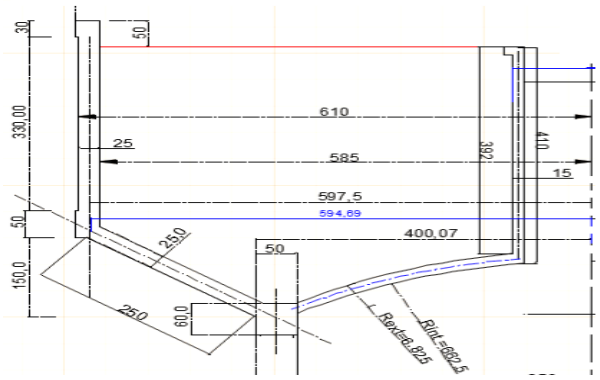
Coupole inférieure :

- Rayon : R=6.625 m
- Flèche : f=1.00 m
- Épaisseur : e=0.20 m



Ceintures de rigidification :





Dimensions des poutres courbées

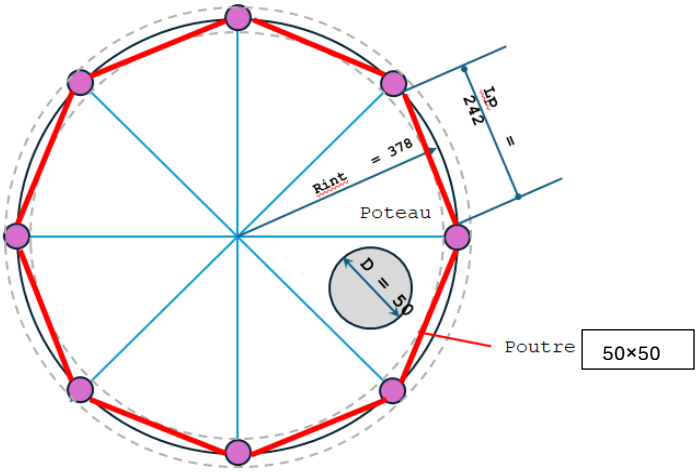
Poutre	R_1 (m)	R_2 (m)	Hauteur (m)
Supérieure	6.15	5.85	0.30
Intermédiaire	6.15	5.85	0.50
Inférieure	4.00	3.50	0.60

Cheminée :

Rayon extérieur : 1.90 m ; Rayon intérieur : 1.60 m ; Hauteur : 4.10 m

Système porteur :

- Nombre de poteaux : N_p=8
- Diamètre : D=0.50 m
- Répartition angulaire : 360/8=45∘
- R_{int}=3.78m
- Poutre =50×50



Moment d'inertie : $I= N_P\times[(\pi D^4/64) + (\pi D^2/4)\times R_{int}^2]= (0.00307+2.806)\times8= 22.47\ m^4$

N_P : nombre de poutre 8

Calcul détaillé des poids :

Le poids propre de chaque élément est déterminé par : $P= \gamma .V$

P : Poids de l'élément (KN)

γ: Poids volumique du matériau

V : Volume de l'élément

Lanterneau : Le volume du lanterneau est obtenu à partir de la géométrie de la coupole supérieure.

Volume : V_L=1.344 m^3

Poids : $P_L=\gamma_{béton}.V_L$ =25.1.344 =33.6 kN

Coupole supérieure : Le volume de la coupole est déterminé par la différence entre deux calottes sphériques concentriques.

Volume : V_{cs}=15.92 m^3

Poids : $P_{cs}=\gamma_{béton}.V_{cs}$ =25×15.92 =398 kN

Acrotère :

Volume : V_a=0.4776 m^3

Poids : $P_a=\gamma_{béton}.V_a$ =25×0.4776 =11.94 kN

Ceinture supérieure :

Volume : V_{c1}=3.76 m^3

Poids : P_{c1}=25×3.76 =94 kN

Cuve cylindrique : Le voile cylindrique est assimilé à une coque cylindrique mince.

Le volume est donné par : $V=\pi.(R_1^2-R_2^2).H=\pi\times(6.10^2-5.85^2)\times3.30=30.96\ m^3$

Poids : $P=25\times30.96=773.9\ kN$

Cheminée centrale :

Le volume de la cheminée est calculé par : $V=\pi.(R_e^2-R_i^2).\ H=\pi\times(1.90^2-1.60^2)\times4.10=5.23\ m^3$

Poids : $P=25\times5.23=130.7\ kN$

Ceinture intermédiaire :

Volume : $V_{c2}=6.27\ m^3$

Poids : $P_{c2}=25\times6.27=156.7\ kN$

Cuve tronconique :

Le volume du tronc de cône est donné par : $V=(\frac{\pi.h}{3}).(R_1^2+R_2^2+R_1.R_2)=27.88\ m^3$

Poids : $P=25\times27.88=697\ kN$

Coupole inférieure

Volume : $V_{ci}=9.03\ m^3$

Poids : $P_{ci}=25\times9.03=225.7\ kN$

Ceinture d'appui :

Volume: $V_{ca}=7.55\ m^3$

Poids: $P_{ca}=25\times7.55=188.7\ kN$

Poids total de la cuve :

Le poids total de la cuve est obtenu par sommation des différents éléments : $P_{cuve}=\sum P_i$

$P_{cuve}=33.6+398+11.94+94+773.9+130.7+156.7+697+225.7+188.7=2710.24\ kN$

Poids du système porteur :

- 8 poteaux cylindriques ;
- poutres de liaison circulaires.

Le poids total obtenu est : $P_{support}=2613.8\ kN$

Poids total du château d'eau vide :

$P_{vide}=P_{cuve}+P_{support}$

$P_{vide}=2710.24+2613.8=5324\ kN$

Poids de l'eau : $P_{eau}=\gamma_{eau}.V_P=10\times430=4300\ kN$

Poids total en charge :

Le poids total du château d'eau rempli est : $P_{total}=P_{vide}+P_{eau}=5324+4300=9624\ kN$

P : poids de la mase concentrée (Cuve+Eau) → 2710.24+4300 = 7010.24 KN

Correction dynamique (modèle de Housner) : Selon George W. Housner, le poids effectif doit inclure une correction liée à la répartition verticale :

$P'=P+ (\frac{33}{140}).P_1.Z_g$

P': poids propre de l'ouvrage

P_1: poids de support par nuitée de longueur t/ml, =2613.8/(3.14.3.782)=58.3 KN/m

Z_g= 23.06 m

$P'=7010.24+ (\frac{33}{140})\times 58.3\times 23.06=7327.13KN$

Tabeau3.1: détaillé les poids

	Elément	Zg	Masse T	POIDS KN	
POIDS CUVE	Lanterneau	27.64	3.36	**33.6**	
	Coupole supérieure	26.87	39.8	**398**	
	Acrotère	26	1.194	**11.94**	
	Ceinture supérieure	25.83	9.4	**94**	
	Cuve cylindrique	24	77.39	**773.9**	
	Cheminée	23.48	13.07	**130.7**	
	Ceinture intermédiaire	22.08	15.67	**156.7**	
	Cuve tronconique	21.24	69.7	**697**	
	Coupole inférieure	21.03	22.57	**225.7**	
	Ceinture d'appui	20.3	18.87	**188.7**	
	TOTAL			**2710.24**	
	SUPPORT (POUTRES+POTEAU) +ACCESS		261.38	**2613.8**	
	POIDS TOTAL VIDE			**5324**	
	EAU	22.98	430	**4300**	
	POIDS TOTAL VIDE			**5324**	**KN**
	POIDS TOTAL REMPLI D'EAU			**9624**	**KN**

Évaluation des masses et détermination du centre de gravité :

Le centre de gravité global du système est déterminé à partir de la relation barycentrique suivante : $Z_g=\frac{\sum Pi\cdot zi}{\sum Pi}$

- P_i: poids de chaque élément
- z_i : hauteur du centre de gravité de cet élément
- Z_g: position globale

- $\sum P_i Z_i$: moment statique total ;
- $\sum P_i$: poids total de la structure.

Tableau3.2: de calcul du centre de gravité (p_i,z_i)

Élément	(Z_i) (m)	(P_i) (kN)	(P_i Z_i) (kN.m)
Lanterneau	27.64	33.6	928.70
Coupole supérieure	26.87	398	10694.26
Aérateurs	26.00	11.94	310.44
Ceinture supérieure	25.80	94	2425.20
Cuve cylindrique	24.00	773.9	18573.60
Cheminée	23.48	130.7	3069.84
Ceinture intermédiaire	22.08	156.7	3460.00
Cuve tronconique	21,24	697	14804,28
Coupole inférieure	21.03	225.7	4742.87
Ceinture d'appui	20.30	188.7	3830.61
Support (poutres + poteaux) + accessoires	9.61	2613.8	25141.62
Eau	22.98	4300	98814.00

Poids total : $\sum P_i$=9624 kN

Moment statique total : $\sum P_i Z_i$=221795.42 kN.m

Calcul du centre de gravité global : Z_g=221795.42/9624=23.06 m

Le centre de gravité est très élevé près du niveau du réservoir et cela est logique parce que : la masse d'eau est importante (4300 kN) et elle se trouve en haut.

Tableau3.3: calcul centre de gravité (Z_i, Masse)

	Élément	Z_g	Masse T	M.Z_g
1	Lanterneau	27.64	3.36	92.8704
2	Coupole supérieure	26.87	39.8	1069.426
3	Acrotère	26	1.194	31.044

4	Ceinture supérieure	25.83	9.4	242.802
5	Cuve cylindrique	24	77.39	1857.36
6	Cheminée	23.48	13.07	306.8836
7	Eau	22.98	430	9881.4
8	Ceinture intermédiaire	22.08	15.67	345.9936
9	Cuve tronconique	21.24	69.7	1480.428
10	Coupole inférieure	21.03	22.57	474.6471
11	Ceinture d'appui	20.3	18.87	383.061
Somme			701.024	16165.916
			Zg =	23.060

Comportement dynamique amplifie :

Dominance de l'eau : P_{eau}/P_{total} =4300/7010≈61% L'eau domine la réponse dynamique

Effet structural :

- le fût contribue peu au moment global
- la cuve contrôle le comportement

Vérification dimensionnelle : $Z_g \in [20\ m;25\ m]$ …conforme

3.3. Modélisation dynamique selon le modèle de Housner :

3.3.1 Interaction fluide–structure et modèle équivalent :

Sous excitation sismique, le comportement dynamique des réservoirs surélevés est fortement influencé par l'interaction entre la structure porteuse et le fluide contenu. Contrairement à une masse rigide unique, le liquide présente une réponse hydrodynamique complexe caractérisée par deux composantes principales : une composante impulsive et une composante convective.

Le modèle proposé par Housner permet de représenter cette interaction à travers un système mécanique équivalent à deux degrés de liberté. La masse impulsive m_i correspond à la partie du fluide se déplaçant solidairement avec la structure, tandis que la masse convective m_c représente le phénomène de ballottement libre du liquide (sloshing).

La décomposition de la masse hydrodynamique s'écrit : $m_w=m_i+m_c$

- m_w: masse totale du fluide ;
- m_i: masse impulsive ;
- m_c: masse convective.

Le comportement dynamique dépend essentiellement du rapport géométrique : h/R

- h : hauteur du liquide ;
- R: rayon du réservoir.

Le modèle de Housner, validé expérimentalement et repris par l'Eurocode 8 ainsi que FEMA 356, constitue une approche de référence pour l'analyse sismique des réservoirs cylindriques.

3.3.2 Détermination des masses impulsive et convective :

Les paramètres géométriques et mécaniques adoptés sont les suivants :

- poids de l'eau : W_w=4300 kN
- hauteur du liquide : h=3.88 m

Correspondant à la hauteur moyenne du liquide dans la cuve.

- rayon du réservoir : R=5.85 m

Le rapport géométrique du réservoir est alors : h/R=3.88/5.85=0.66

Cette valeur correspond à un réservoir large (h/R<1.5), pour lequel les effets convectifs demeurent significatifs. La méthode de Housner reste applicable

La masse totale du fluide est donnée par : m_w= W_w/g=4300/10=430 T

Selon le modèle de Housner, les coefficients hydrodynamiques sont déterminés par :

$$C_c=0.318.\frac{R}{h}\tanh\left(\frac{1.84.h}{R}\right)$$

$$C_i=1-C_c$$

Après calcul : C_c=0.40 ; C_i=0.60

D'après les abaques de Housner (repris dans FEMA 356 et Eurocode 8) :

Tableau 3.4: des coefficients hydrodynamiques :

h/R	C_i	C_c	h_i/h	h_c/h
0.3	0.74	0.26	0.37	0.82
0.5	0.65	0.35	0.38	0.78
0.7	0.58	0.42	0.39	0.75
1.0	0.50	0.50	0.40	0.71
1.5	0.42	0.58	0.42	0.67
2.0	0.36	0.64	0.44	0.64
3.0	0.28	0.72	0.46	0.60

Les masses hydrodynamiques deviennent alors :

m_c= C_c.m_w=0.40×430=172 T

$m_i = C_i.m_w = 0.60 \times 430 = 258$ T

La vérification fondamentale donne : $m_i + m_c = 430$ T

Détermination des masses généralisées $m_1$et m_2 :

Dans le modèle dynamique équivalent (MDOF) dérivé du modèle de George W. Housner, le système est représenté par deux masses principales :

- m_1 : masse associée au mode impulsif (structure + fluide solidaire)
- m_2: masse associée au mode convectif (sloshing)

Selon les formulations que tu as fournies (validées dans la littérature type Epstein, FEMA) :

$m_2 = m_c = 172$ T

$m_1 = m_i + m_v = 258 + 532.4 = 790$T

3.3.3 Détermination des hauteurs équivalentes :

Les hauteurs d'application des masses impulsive et convective sont déterminées conformément aux formulations proposées par Housner et reprises par FEMA 356 ainsi que l'Eurocode 8.

Pour le réservoir étudié : h/R=0.66

La hauteur convective est donnée par : $h_c = h.\left[1 - \left(\frac{\cosh\left(\frac{1.84h}{R}\right) - 1}{\left(\frac{1.84.h}{R}\right).\sinh\left(1.84.\frac{h}{R}\right)}\right)\right]$

$h_c = 2.15$ m

La hauteur impulsive est estimée par : $h_i = \left(\frac{3}{8}\right).h = 0.4.h$

$h_i = 0.4 \times 3.88 = 1.55$m

3.4. Détermination des rigidités équivalentes et formulation matricielle du système :

3.4.1. Introduction et rôle des rigidités :

Dans le modèle dynamique équivalent dérivé de George W. Housner, les rigidités jouent un rôle fondamental dans la caractérisation du comportement vibratoire du système.

On distingue :

- k_1: rigidité associée au mode impulsif (structure)
- k_2: rigidité associée au mode convectif (fluide – sloshing)

Ces rigidités permettent de déterminer :

- les fréquences propres
- les périodes de vibration
- la réponse dynamique globale

Rigidité impulsive k_1 : $k_1=3EI/H3$

Données : E=2.4856.10^7 kN/m^2 ; I=22.47 m^4 ; H=20 m

Calcul : K_1= 3.2.4856.10^7.22.47/20^3 ≈ 2.09.10^5 kN/m

Rigidité convective k_2 : Origine (Housner – Epstein) :

$k_2=m_c.W_c^2$

Avec : $W_c^2= (g/R).1.84.\ \tanh(1.84.\ h/R)$

- mc=172T
- g=10 m/s^2
- R=5.85 m
- h/R= 0.663

Calcul de W_c^2 : W_c^2= 2.64

Calcul de k_2: k_2=172×2.64= 454.08KN/m

Pour : $k_1 \gg k_2$ la structure rigide et le fluide souple

3.4.2. Représentation du modèle dynamique équivalent :

Analyse modale du système équivalent (MDOF) : Eurocode 8 et FEMA 356

« La réponse dynamique d'un système linéaire peut être obtenue par décomposition modale à partir des valeurs propres du système [K]− W^2[M]. »

L'objectif principal de cette analyse est donc de déterminer :

- Les pulsations propres W_n ;
- Les périodes propres T_n ;
- Les fréquences naturelles f_n ;
- les modes dominants de vibration du réservoir.

Cette étape constitue également la base de la transformation ultérieure du système MDOF en un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF), utilisée dans l'analyse non linéaire de type pushover.

Le système équivalent peut être décrit comme suit :

- m_1 reliée au sol par k_1
- m_2 reliée à m1par k_2

Donc : Système couplé à deux degrés de liberté

Matrice de masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

Matrice de rigidité :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

3.5. Analyse modale du système équivalent (MDOF) :

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques principales du système équivalent fluide–structure, notamment les fréquences propres, les périodes de vibration et les modes dynamiques dominants. Selon les recommandations de FEMA et de Eurocode 8, la réponse dynamique d'un système linéaire peut être obtenue à partir de la résolution du problème aux valeurs propres.

L'équation dynamique libre du système s'écrit : $[M].\{u¨\}+[K]\{u\}=0$

En recherchant une solution harmonique : $\{u(t)\}=\{\phi\}.e^{iWt}$

On obtient : $([K]-W^2[M])\{\phi\}=0$

La condition d'existence d'une solution non triviale conduit à : $\det([K]-W^2[M])=0$

Masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} 790 & 0 \\ 0 & 172 \end{bmatrix}$$

Rigidité :

$$[K] = \begin{bmatrix} 209454.08 & -454.08 \\ -454.08 & 454.08 \end{bmatrix}$$

Calcule: $[(209454.08-W^2\times790)\times(454.08-W^2\times172)-(454.08)^2]=0$

$W^4\times1.39-W^2\times3.63\times10^2+9.49\times10^3=0$

Posons: $X=W^2$

$X^2\times1.39-X\times3.63\times10^2+9.49\times10^3=0$

Donc: $W_1=\sqrt{(29.46)}=5.14 r/s^2$ et $W_2=\sqrt{(231.68)}=15.22 r/s^2$

Détermination des périodes propres :

Les périodes propres sont déterminées par : $T=2\pi/W$

Mode 1 : $T_1 = 2\pi/5.14 = 1.22$ s

Mode 2 : $T_2 = 2\pi/15.22 = 0.41$s

Le système présente donc une période fondamentale relativement élevée, caractéristique des structures élancées contenant un fluide.

Détermination des fréquences propres :

Les fréquences propres sont données par : $f=1/T$

f_1=0.819Hz ; f_2=2.439 Hz

Interprétation physique des modes :

Le premier mode correspond principalement au comportement impulsif de la structure, dans lequel la masse du fluide se déplace globalement avec le réservoir.

Le second mode représente le comportement convectif associé au phénomène de sloshing du fluide. Ce mode est caractérisé par des oscillations libres de la surface de l'eau.

La différence importante entre les rigidités k_1 et k_2 confirme la dominance structurelle du premier mode et la souplesse du comportement convectif.

Modélisation dynamique matricielle à 7DDL :

Afin de représenter de manière plus réaliste la distribution des masses et des rigidités le long du système porteur, une modélisation matricielle à sept degrés de liberté (7DDL) est adoptée.

Cette modélisation permet de mieux reproduire :

- La déformabilité globale du fût,
- L'interaction fluide–structure,
- Ainsi que les effets dynamiques associés au sloshing.

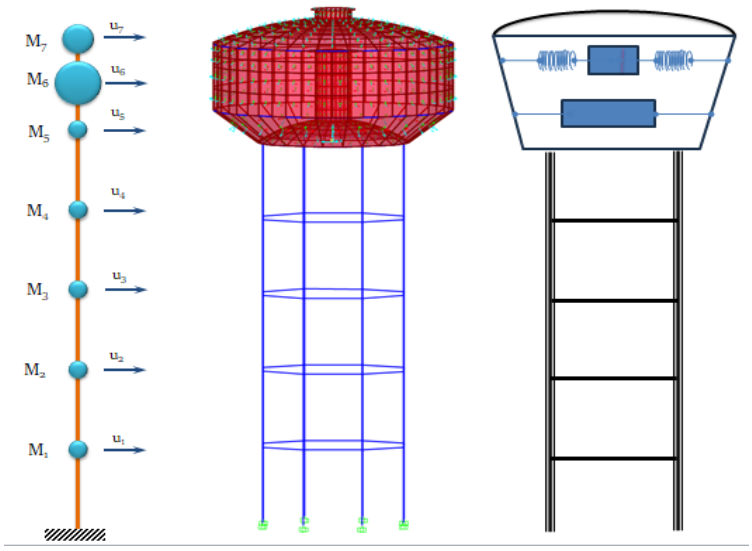


Figure 3.1 : Modélisation impulsive–convective du comportement dynamique d'un château d'eau

Matrice de masse :

$$[M]=\begin{bmatrix} M_1=23.32 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & M_2=23.32 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & M_3=23.32 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & M_4=23.32 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & M_5=23.32 & 0 & 0 \\ & SYM & & & & M_6=481.6 & 0 \\ & & & & & & M_7=150.3 \end{bmatrix} T$$

Périods 7DDL (SAP2000) :

RESULTAT MODEL SAP T1=1.27 s

```
Found mode   1 of   7:  EV= 2.4411253E+01, f=   0.786349, T=   1.271700
Found mode   2 of   7:  EV= 1.0061088E+04, f=  15.964033, T=   0.062641
Found mode   3 of   7:  EV= 4.2821166E+05, f= 104.147626, T=   0.009602
Found mode   4 of   7:  EV= 1.5188709E+06, f= 196.146497, T=   0.005098
Found mode   5 of   7:  EV= 2.9447252E+06, f= 273.113091, T=   0.003661
Found mode   6 of   7:  EV= 4.2424454E+06, f= 327.814578, T=   0.003051
Found mode   7 of   7:  EV= 5.3369047E+06, f= 367.675640, T=   0.002720
```

3.6. Transformation en système équivalent SDOF (ATC-40 / FEMA) :

3.6.1. Introduction et objectif de la transformation :

Dans le cadre de l'analyse sismique non linéaire par la méthode pushover, il est nécessaire de transformer le système réel à plusieurs degrés de liberté (MDOF) en un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF). Cette approche est recommandée par ATC et FEMA, qui considèrent que la réponse globale de la structure peut être représentée à partir du mode fondamental de vibration.

L'objectif principal de cette transformation est la détermination des paramètres dynamiques équivalents :

- la masse modale équivalente M^*,
- la rigidité modale équivalente K^*,
- la période équivalente T^*.

Ces paramètres sont indispensables pour :

- la construction de la courbe de capacité,
- l'élaboration du spectre de capacité,
- la détermination du point de performance.

Ainsi, la transformation MDOF → SDOF constitue une étape fondamentale permettant de simplifier l'analyse tout en conservant les caractéristiques dynamiques dominantes du système réel.

3.6.2. Principe de la transformation modale :

La transformation modale repose sur l'hypothèse de dominance du premier mode de vibration.

Dans ce cadre, le déplacement global du système peut être exprimé sous la forme :

$\{u(t)\}=\phi .q(t)$

- ϕ : représente le vecteur modal associé au mode fondamental,
- q(t) : désigne la coordonnée généralisée.

En introduisant cette relation dans l'équation dynamique :

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{F\}$$

Et en projetant le système sur le premier mode, on obtient l'équation du système équivalent SDOF :

$$M^* \ddot{q}(t) + K^* q(t) = F^*(t)$$

- M^* : est la masse modale équivalente,
- K^* : est la rigidité modale équivalente,
- $F^*(t)$: représente la force généralisée.

3.6.3. Détermination :

Détermination des vecteurs modaux :

Le vecteur modal est obtenu à partir du problème aux valeurs propres :$([K]-W^2. [M])\phi=0$

a) Premier mode de vibration :

Pour : $W_1=5.14$ rad/s

On obtient : $W_1^2=26.42$

Après substitution dans la matrice dynamique et résolution de l'équation modale :

$188582.596\ \phi_{11}-454.08\ \phi_{21}=0$

Il vient : $\phi_{21}=415.31.\phi_{11}$

En adoptant la normalisation : $\phi_{11}=1$

Le vecteur modal fondamental devient : $\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 415.31 \end{Bmatrix}$

b) Deuxième mode de vibration

Pour : $W^2=15.22$ rad/s

On obtient : $W_2^2=231.65$

La résolution conduit à : $26451.844\ \phi_{12}-454.08\ \phi_{22}=0$

D'où : $\phi_{22}=58.25\ \phi_{12}$

En prenant : $\phi_{12}=1$

On obtient : $\phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 58.25 \end{Bmatrix}$

Ces résultats mettent en évidence la dominance du premier mode dans la réponse globale du système.

Calcul du facteur de participation modale :

Le facteur de participation modale permet de relier la réponse du système réel MDOF à celle du système équivalent SDOF.

Selon les recommandations de FEMA, il est défini par : $\Gamma = \frac{\phi T[M]\{1\}}{\phi T[M]\phi]}$

En utilisant :

- le premier vecteur modal,
- la matrice de masse du système,

On obtient : $\Gamma=1.011 \approx 1$

Cette valeur traduit une participation modale très importante du premier mode et confirme que la réponse dynamique est essentiellement gouvernée par le mode impulsif.

Masse modale équivalente M^* :

La masse modale équivalente est calculée à partir de : $M^*=\Gamma^2.(\phi^T[M]\phi)$

Avec : $\Gamma=1.011$

Et : $\phi^T[M]\phi=172.00455$

Il vient : $M^*=(1.011)^2\times172.00455=175.81$ T

Rigidité modale équivalente K^* :

La rigidité modale équivalente est obtenue par la relation dynamique : $K^*=W_1^2.M^*$

Avec : $W_1^2= (5.14)^2=26.42$

On obtient : $K^*=26.42\times175.81=4644.84$ kN/m $\approx 4.64.10^3$ kN/m

Période équivalente T^* :

La période équivalente du système SDOF est donnée par :

$$T^*=2\pi\sqrt{\frac{M^*}{K^*}}=2\pi\times\sqrt{175.81/4644.84}=1.22 \text{ s}$$

Cette valeur est cohérente avec la période fondamentale déterminée lors de l'analyse modale du système MDOF, ce qui confirme la validité de la transformation adoptée.

3.7 Analyse sismique selon le RPA 2024 et l'Eurocode 8 :

3.7.1 Paramètres sismiques et cadre réglementaire :

L'analyse sismique des châteaux d'eau repose sur les prescriptions du RPA 2024 et de l'Eurocode 8, intégrant les effets dynamiques couplés de la structure et du fluide. Contrairement aux structures classiques, ces ouvrages présentent une réponse fortement influencée par l'interaction fluide–structure, induisant une redistribution significative des masses et des rigidités dynamiques.

Les réservoirs surélevés se caractérisent par une forte concentration de masse en tête, une flexibilité globale élevée et un comportement hydrodynamique dominé par le phénomène de ballottement, ce qui amplifie la sensibilité aux excitations sismiques.

Zone sismique : Le château d'eau étudié est implanté dans la wilaya de Tébessa. Selon la classification du RPA2024, cette région appartient à : Zone sismique III

Action sismique de référence : Le site d'étude, situé à Tébessa, est classé en zone sismique III selon le RPA 2024. Le niveau d'aléa associé est défini par :

A = 0.15

Ce coefficient traduit l'intensité de l'action sismique de référence et constitue le paramètre fondamental de dimensionnement dynamique.

Effet de site : Le sol est assimilé à un sol meuble de classe S2, caractérisé par un comportement amplificateur des ondes sismiques. Le coefficient de site est :

S = 1,20

Ce facteur traduit l'amplification locale du mouvement sismique, particulièrement défavorable pour les structures flexibles.

Importance et comportement global :

Le château d'eau appartient au groupe d'importance 1B, avec Le RPA2024 recommande alors

Tableau 3.5 : les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A ,1B, 2et3

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

I = 1.20

Cette classification reflète le caractère stratégique de l'ouvrage, dont la continuité de service doit être assurée après séisme.

Le comportement non linéaire est pris en compte via :

Facteur de comportement : R = 2

Facteur de qualité : Qf = 1

3.7.2 Modélisation dynamique et amortissement fluide–structure :

Le système réel est ramené à un oscillateur équivalent à un degré de liberté afin de permettre l'analyse spectrale.

Les caractéristiques modales obtenues sont :

- Masse modale : M* = 175.81 T
- Rigidité équivalente : K* = 4644.84 kN/m
- Période fondamentale : T* = 1.22 s

Coefficient modal : $a_n = \lambda n / Mn$

Avec : $\lambda_n = \phi_n^T [M](1)$

- ϕ_n: vecteur modal du mode considéré ;
- [M]: matrice de masse ;
- λ_n: masse généralisée ;
- M_n: masse modale associée.

Amortissement effectif :

Conformément au modèle de Housner, la masse liquide est décomposée en composantes impulsive et convective :

Son amortissement correspond à celui du béton armé classique RPA2024 :

m_i = 258 T (ξ = 5 %)

Les recommandations FEMA et Eurocode 8 proposent généralement :

m_c = 172 T (ξ = 1 %)

L'amortissement équivalent du système fluide–structure est obtenu par pondération énergétique : $\xi eff = mi.\xi i + mc.\xi c / mi + mc$ =0.034 = 3.4%

Cette réduction par rapport au béton armé classique s'explique par la faible dissipation du mode convectif (sloshing).

Le facteur correctif associé est : Les spectres réglementaires du RPA2024 et de l'Eurocode 8 sont établis pour : ξ=5%

Une correction devient donc nécessaire afin de tenir compte de l'amortissement réel du système.

Selon FEMA356 et ATC40 : $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+100\xi eff}}$ = 1.09

3.6.3 Spectre de réponse et position dynamique du système :

Selon Eurocode 8, le spectre de réponse élastique horizontal est défini par :

$$S_a(T) = \begin{cases} a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2.5}{q} - 1\right)\right] & 0 \le T < T_B \\ a_g S \frac{2.5}{q} & T_B \le T < T_C \\ a_g S \frac{2.5}{q}\left(\frac{T_C}{T}\right) & T_C \le T < T_D \\ a_g S \frac{2.5}{q}\left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) & T \ge T_D \end{cases}$$

- a_g : accélération sismique de référence ;
- S : coefficient du sol ;
- q : facteur de comportement ;
- TB, TC, TD: périodes caractéristiques du spectre.

Selon le RPA 2024, l'action sismique horizontale est définie par le spectre de réponse réglementaire suivant :

$$\frac{S_a(T)}{g} = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}\left(\frac{2.5Q_f}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & 0 \le T < T_1 \\ A.I.S \left(\frac{2.5Q_f}{R}\right) & T_1 \le T < T_2 \\ A.I.S \left(\frac{2.5Q_f}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T < T_3 \\ A.I.S \left(\frac{2.5Q_f}{R}\right)\left(\frac{T_2 T_3}{T^2}\right) & T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

- A : coefficient d'accélération sismique ;
- I: coefficient d'importance ;
- S : coefficient de site ;
- Q_f: facteur de qualité ;
- R : facteur de comportement ;
- T : période propre de vibration ;
- T_1, T_2, T_3 : périodes caractéristiques du spectre.

Les périodes caractéristiques du sol S2 sont : adoptées selon le RPA2024 sont :

$T_1 = 0.05$ s ; $T_2 = 0.30$ s ; $T_3 = 1.20$ s

La période propre du système étant : $T^* = 1.22$ s > T3

Le système se situe dans le domaine des structures très flexibles, dominé par les déplacements et les effets de second ordre.

Accélération spectrale : Pour le domaine T > T3, le spectre fournit :

$S_a(T) = 0.077.\ g = 0.77\ m/s^2$

Déplacement spectral : Le déplacement spectral associé est : $Sd = Sa.T2/4\pi2$ = 0.029 m =2.9cm

Ce résultat confirme la prépondérance du comportement flexible et la sensibilité accrue aux effets hydrodynamiques.

3.7.4 Analyse modale spectrale :

L'analyse est conduite sur les deux premiers modes propres afin de capter l'essentiel de la réponse dynamique.

Déplacements modaux : $\{Un\} = \phi n.\lambda n.(Sa, n.\ g/Wn2)$

La combinaison modale SRSS (Square Root of Sum of Squares) conduit à:

Utot=$\sqrt{(U1^2 + U2^2)}$=$\sqrt{(0.02932 + 0.01072)}$ = 0.0312m

Le premier mode gouverne la réponse globale, tandis que le second contribue principalement aux effets secondaires hydrodynamiques.

Efforts sismiques : $\{Fn\} = [M].\phi n.\lambda n.Sa, n$

Les forces modales obtenues sont :

- Mode 1 : 614.9 kN
- Mode 2 : 434.5 kN

La combinaison SRSS donne : $F_{Tot} = \sqrt{(F1^2 + F2^2)}$ = 752.9 kN

3.7.5 Méthode du spectre de capacité (ATC-40 / FEMA 356 / FEMA 440) :

La méthode du spectre de capacité constitue une approche non linéaire avancée permettant d'évaluer la performance sismique réelle des structures au-delà du domaine élastique. Elle repose sur la confrontation entre la capacité résistante de la structure (courbe pushover) et la demande sismique exprimée sous forme spectrale (ADRS : S_a–S_d). Cette approche est particulièrement adaptée aux châteaux d'eau, en raison de leur forte flexibilité, de la présence d'effets hydrodynamiques et de la dominance des déplacements non linéaires.

La procédure comprend :

- la transformation de la courbe pushover en coordonnées spectrales ;
- La bi linéarisation de la capacité ;
- L'évaluation de l'amortissement effectif ;

- La détermination du point de performance selon ATC-40 et FEMA 356.

Les résultats détaillés issus du modèle numérique SAP2000 ainsi que l'évaluation du point de performance sont présentés dans le chapitre suivant.

3.8. Vérification et dimensionnement en béton armé (selon BAEL) :

3.8.1 Hypothèses de chargement et actions considérées :

L'étude de dimensionnement du château d'eau est menée selon le BAEL 91 modifié 99, en considérant les différents cas de remplissage du réservoir ainsi que les actions sismiques associées.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques principales sont résumées comme suit :

- Volume du réservoir : 430 m³
- Hauteur équivalente : h = 3.88 m
- Hauteur totale : H = 23.06 m
- Masse impulsive : m_i = 258 T
- Masse convective : m_c = 172 T
- Poids volumique de l'eau : γ = 10 kN/m³

Le poids total de l'eau est :

Pe = 4300 kN

Cas de chargement :

- Réservoir plein : 4300 kN
- Réservoir demi-plein : 2150 kN
- Réservoir vide : 0 kN

Le cas plein gouverne les sollicitations globales.

3.8.2 Efforts sismiques et sollicitations globales :

Décomposition de Housner : Le système est modélisé selon Housner par deux composantes dynamiques :

- masse impulsive : mi = 258 T
- masse convective : mc = 172 T

Efforts sismiques : $F = M*. S_a(T*)$

- Mode impulsif : F_i = 6856 kN
- Mode convectif : F_c = 2580 kN

Combinaison SRSS : F = 7325 kN

Hauteurs d'application : h_i = 1.55 m ; h_c = 2.15 m

Positions réelles :

- Hi =23.06+1.55= 35.74 m
- Hc = 23.06+2.15=25.21m

Moment de renversement : Ce moment est largement gouverné par les actions sismiques.

$M_{Ed}= F_i \cdot H_i + F_c \cdot H_c = 6856 \times 24.61 + 2580 \times 25.21 = 333000 KN.m$

Effort normal :

G = 3783KN : poids propre de la structure

P_{eau} : poids de l'eau

Effort normal : N=G+Q

Cas (Plein) : N=3783+4300 =8083kN

Cas(Demi) : N=3783+2150 =5933kN

Cas(Vide) : N=3783kN

3.8.3. Combinaisons d'actions ELU et ELS :

Charges permanentes : G=3783 kN

Charge hydraulique maximale : Q=4300 kN

Effort sismique global : E=7325 kN

ELU fondamentale : Selon le BAEL **:** $N_{ELU}= 1.35G+1.5Q =11557kN$

Combinaison sismique : Selon le RPA2024 : $N_E=G+Q+E =15408kN$

ELS rare : $N_{ELS}= G+Q= 8083kN$

ELS fréquente : $\psi=0.7$; $N=G+0.7.Q = 6793kN$

Répartition simplifiée sur les poteaux : Le portique comporte : n= 8 poteaux

Donc : $N_i=11557/8 =1444.6$ kN et $M_i=333000/8=41625$ kN.m

3.8.4 Analyse des contraintes – flexion composée :

L'évaluation des contraintes dans les poteaux est réalisée à partir d'une approche simplifiée de flexion composée, permettant une estimation indicative des sollicitations locales dans les éléments porteurs du château d'eau.

Les poteaux du système porteur sont soumis à l'action combinée d'un effort normal de compression et d'un moment fléchissant induit principalement par les sollicitations sismiques.

La contrainte est : $\sigma = N/A \pm M/W$

Géométrie des poteaux :

- diamètre : 0.50 m

- aire : $A = \pi D2/4$ = 0.196 m²
- module de section : W = $\pi D^3/32$= 0.0123 m³

Contraintes obtenues :

- $\sigma N = Ni/A$= 7.36 MPa
- $\sigma M = Mi/W$ = 200MPa

Contraintes extrêmes :

- $\sigma max = \sigma N + \sigma M$ = 7.36+200 =207.36MPa
- $\sigma min = \sigma N - \sigma M$ = 7.36−200 =−192.64 MPa
- section fissurée en traction
- béton ne reprend pas traction
- acier devient dominant

3.8.5 Dimensionnement des armatures (BAEL) :

Le dimensionnement des armatures longitudinales du fût est effectué selon les prescriptions du BAEL 91 modifié 99.

La section travaille en : flexion composée

La présence d'une contrainte de traction : σ_{min} <0

Données matériaux

- $fc28$ = 25 MPa : La résistance caractéristique du béton
- fe = 400 MPa : La limite élastique des armatures
- $\sigma s = fe/\gamma s$ =347.8 MPa : La contrainte admissible

Effort de traction :

Bras de levier : z = 0.9.d= 0.407 m

Effort de traction : $T = Mi/z$=46618/0.407= 114600 kN

Détermination de la hauteur utile : d=e−c−ϕ_2

e : épaisseur ; c : enrobage ; ϕ : diamètre des barres

Données : D=50 cm ; c=4 cm ; ϕ=16 mm=1.6 cm

Section d'acier requise : Selon le BAEL : $As = T/\sigma s$ = 114600/34.78=3295 cm²

As ≈ 3300cm² par poteau

- Système très sollicité en flexion composée
- Dominance des efforts sismiques
- Comportement global gouverné par la dynamique

- Poteaux fortement armés (structure de type réservoir surélevé)

Armatures adoptées : Proposition correcte BAEL:

Armatures longitudinales : HA20 à HA32 (répartition en faisceaux)

Cadres : Ø8 / 10 à 15 cm (zone sismique renforcée en base)

3.8.6. Vérifications réglementaires (RPA 2024) :

Calcul du moment stabilisant : $Ms = N.R/2$= 9624×5.85/2=28150 kN·m

Moment de renversement : M_r = 6856×24.61+2580×25.21= 233768 kN·m

Vérification : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{28150}{233768} = 0.12 \longrightarrow M_s \geq M_r$

La vérification au renversement en méthode simplifiée montre une dominance importante des actions sismiques. Toutefois, la stabilité réelle est assurée par la continuité du fût en béton armé, l'encastrement au sol et la redondance du système porteur constitué de huit poteaux.

3.9 Conclusion :

L'étude menée a permis de mettre en évidence que le comportement sismique du réservoir d'eau surélevé est essentiellement conditionné par deux facteurs déterminants : la concentration de la masse d'eau en partie haute de la structure, qui génère un effet de masse excentrée en tête, et l'interaction dynamique entre le liquide contenu et les éléments porteurs verticaux. Il a été établi que la réponse globale de l'ouvrage est largement dominée par le premier mode de vibration, ce qui témoigne du comportement majoritairement élastique de la structure et confirme sa forte sensibilité aux déplacements horizontaux sous sollicitations sismiques. Sur la base des caractéristiques dynamiques ainsi identifiées, une évaluation de la performance sismique réelle de la structure a été conduite, permettant de confronter les résultats issus de l'approche analytique à ceux obtenus par modélisation numérique sous SAP2000. Ces résultats sont cohérents avec les observations généralement rapportées dans la littérature sur les réservoirs surélevés, dont la configuration structurelle — masse importante en tête et fût élancé — les rend particulièrement vulnérables aux effets sismiques horizontaux. La prédominance du premier mode de vibration simplifie certes l'analyse, mais elle implique également que toute variation des propriétés de rigidité ou de masse peut significativement affecter la réponse dynamique. La comparaison entre les résultats analytiques et la modélisation SAP2000 constitue une démarche de validation essentielle, garantissant la fiabilité des hypothèses adoptées et la représentativité du modèle numérique retenu pour l'évaluation des performances sismiques.

Chapitre 4

Analyse non linéaire sous SAP2000

4.1 Introduction :

Les châteaux d'eau en béton armé constituent des structures stratégiques particulièrement sensibles aux actions sismiques en raison de leur grand élancement et de la présence d'une masse hydrodynamique importante. Lors d'un séisme, leur comportement structural devient complexe et peut entraîner l'apparition de fissurations, de rotules plastiques et une dégradation progressive de la rigidité.

Dans ce contexte, les méthodes d'analyse non linéaire représentent un outil essentiel pour évaluer de manière réaliste la capacité sismique de ces ouvrages. Parmi ces méthodes, l'analyse pushover permet d'étudier l'évolution du comportement structural sous chargement latéral croissant jusqu'à l'apparition des mécanismes plastiques et des états limites de performance.

Le présent chapitre est consacré à la modélisation numérique et à l'analyse dynamique et non linéaire du château d'eau étudié à l'aide du logiciel SAP2000. Une analyse modale et spectrale est d'abord réalisée conformément au règlement parasismique algérien RPA2024 afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure. Ensuite, une analyse pushover non linéaire est effectuée pour établir les courbes de capacité, la transformation ADRS (S_a-S_d), la bi linéarisation selon l'ATC-40 ainsi que la détermination du point de performance.

Enfin, une étude comparative est menée entre le modèle initial comportant huit poteaux et une solution de renforcement basée sur l'augmentation du nombre de poteaux à douze éléments porteurs, dans le but d'évaluer l'influence du renforcement sur le comportement sismique global de la structure.

4.2 Présentation du modèle SAP2000 :

Afin d'évaluer le comportement dynamique et non linéaire du château d'eau étudié, un modèle numérique tridimensionnel a été réalisé à l'aide du logiciel SAP2000. La modélisation a été effectuée en tenant compte des caractéristiques géométriques réelles de la structure ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux utilisés. La structure étudiée est constituée d'un réservoir en béton armé supporté par huit poteaux verticaux reliés par des poutres de contreventement. Le modèle numérique permet de représenter le comportement global de l'ouvrage sous sollicitations gravitaires et sismiques. Les éléments structuraux ont été modélisés à l'aide d'éléments « Frame » pour les poteaux et les poutres, tandis que les parois du réservoir ont été représentées par des éléments surfaciques adaptés au comportement des voiles en béton armé.

Le modèle tridimensionnel du château d'eau a ensuite été généré afin de représenter le comportement spatial réel de la structure. Les axes locaux des éléments structuraux ont été vérifiés afin d'assurer une orientation correcte des sections et une représentation cohérente des efforts internes.

Après définition des matériaux, les différentes sections structurales des poteaux et des éléments porteurs ont été introduites dans le modèle numérique. Enfin, la configuration finale du château d'eau en 3D.

Un diaphragme rigide a été affecté au niveau du réservoir afin d'assurer une distribution uniforme des efforts horizontaux sous sollicitations sismiques et d'améliorer la cohérence du comportement dynamique global de la structure.

4.3 Définition des charges :

Après la modélisation géométrique du château d'eau, les différentes charges agissant sur la structure ont été définies sous SAP2000 conformément aux hypothèses de calcul adoptées et aux exigences du règlement parasismique algérien RPA2024. Les charges considérées dans cette étude comprennent les charges permanentes, la charge hydraulique due à la masse d'eau stockée dans le réservoir, les charges d'exploitation ainsi que la masse sismique utilisée dans l'analyse dynamique. Les charges permanentes correspondant au poids propre des éléments structuraux ont été introduites automatiquement dans le modèle numérique et La charge hydraulique représentant le poids de l'eau à l'intérieur du réservoir a été appliquée conformément au niveau de remplissage adopté dans cette étude.

Sachant que :

$C = - K_a \times \gamma_{eau} = -1 \times 10 = -10$

K_a : Coefficient de poussée active de l'eau

γ_{eau} : Poids volumique de l'eau

Les charges d'exploitation ont également été introduites dans le modèle afin de représenter les sollicitations variables pouvant agir sur la structure.



Figure 4.1 : Définition des charges d'exploitation (LL) (Live Load).

La masse sismique utilisée dans l'analyse dynamique a été définie à partir des différentes charges gravitaires conformément aux recommandations du RPA2024.

4.4. Analyse spectrale selon le RPA2024 :

Afin d'évaluer la réponse dynamique du château d'eau sous sollicitations sismiques, une analyse spectrale a été réalisée sous SAP2000 conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien RPA2024. Cette analyse permet de prendre en compte les effets dynamiques du séisme à travers le spectre de réponse élastique défini par le règlement.

Dans une première étape, la fonction spectrale a été introduite sous SAP2000 en utilisant les paramètres sismiques correspondant à la zone d'étude ainsi qu'aux caractéristiques géotechniques du site.

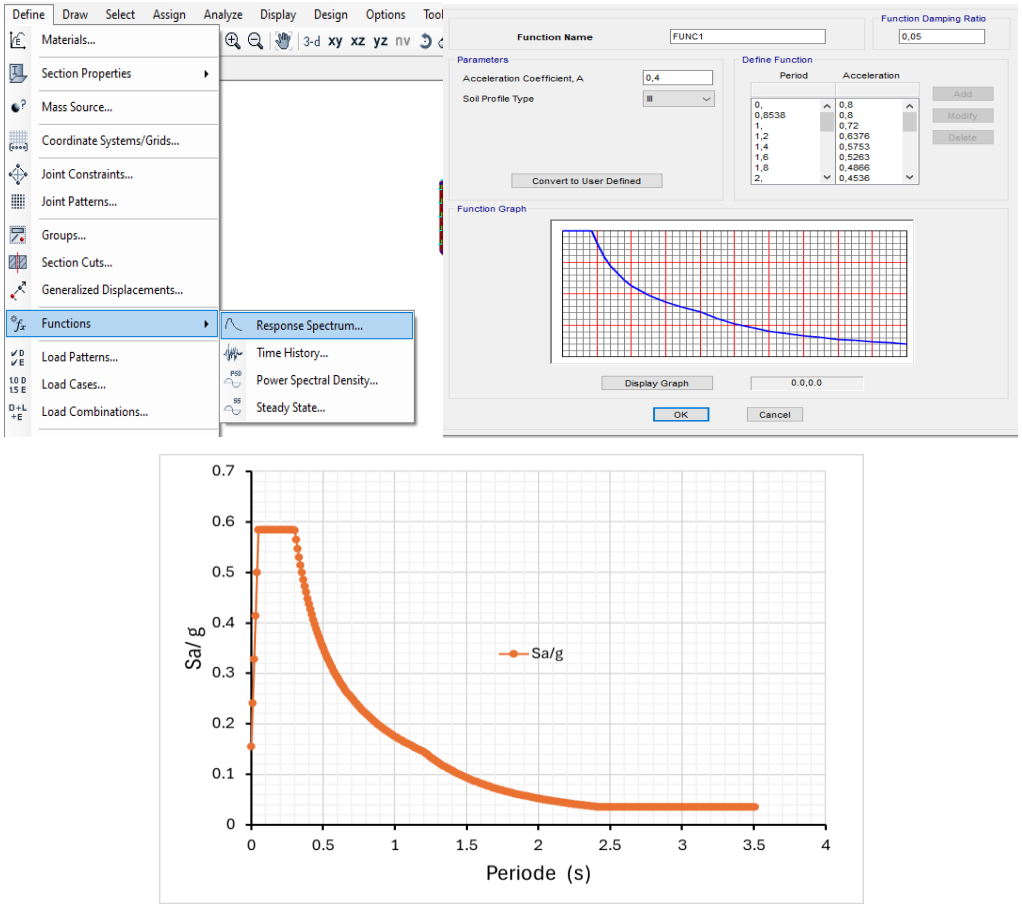


Figure 4.2 : Spectre de réponse sismique selon le RPA2024.

Les cas de charge sismiques ont ensuite été introduits suivant les deux directions principales de la structure afin de représenter les sollicitations horizontales dues au séisme.

4.5. Analyse pushover non linéaire :

Afin d'évaluer le comportement non linéaire du château d'eau sous sollicitations sismiques sévères, une analyse pushover a été réalisée sous SAP2000. Cette méthode permet d'étudier l'évolution progressive de la structure depuis le domaine élastique jusqu'à l'apparition des mécanismes plastiques et de la dégradation structurale.

Dans une première étape, des rotules plastiques non linéaires ont été affectées aux différents éléments structuraux conformément aux recommandations de la FEMA relatives à l'analyse non linéaire des structures en béton armé.

Les rotules plastiques introduites permettent de représenter la formation progressive des zones plastifiées au niveau des poteaux et des éléments porteurs sous l'effet des sollicitations latérales croissantes.

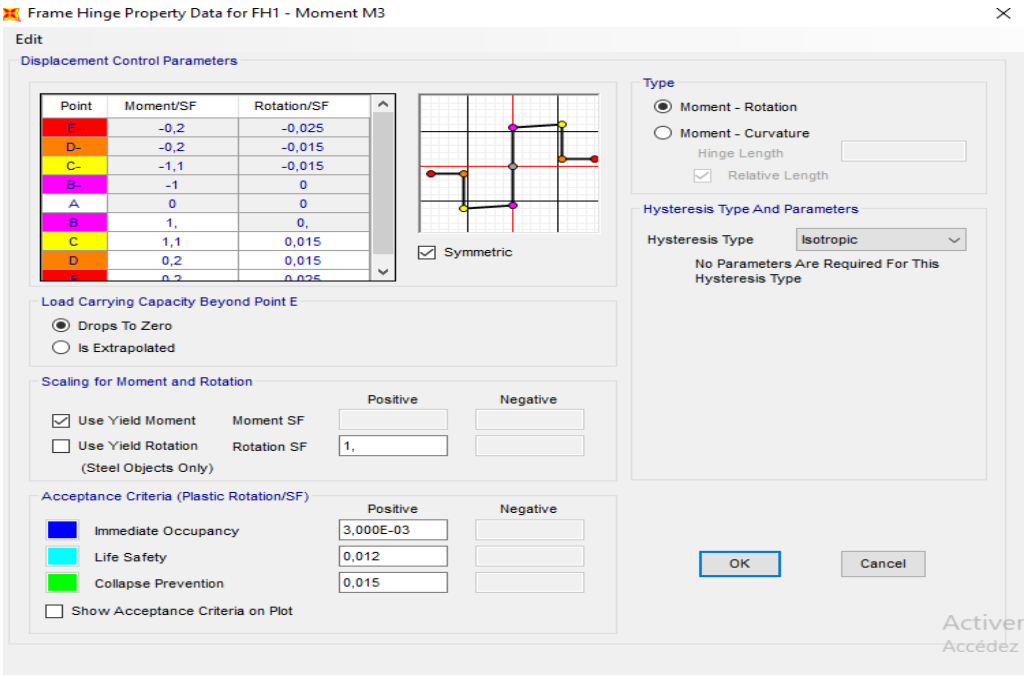


Figure 4.3 : Définition des propriétés non linéaires des rotules plastiques.

Avant l'exécution de l'analyse pushover, les cas de chargement non linéaires gravitaires ont été définis afin d'introduire progressivement les charges permanentes et les charges d'exploitation dans le modèle numérique.

Les distributions de charges latérales utilisées dans l'analyse pushover ont ensuite été définies suivant les deux directions principales de la structure.

Les cas d'analyse pushover ont été introduits sous SAP2000 afin d'appliquer progressivement les forces latérales jusqu'à l'atteinte des grands déplacements structuraux.

Après la définition de l'ensemble des paramètres de modélisation, des charges gravitaires, des cas d'analyse dynamiques et non linéaires ainsi que des propriétés plastiques des éléments structuraux, le calcul numérique a été exécuté sous SAP2000 afin d'obtenir les différentes réponses dynamiques et sismiques du château d'eau étudié.

4.6. Analyse modale :

L'analyse modale représente une étape fondamentale dans l'étude dynamique des structures soumises aux actions sismiques. Elle permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres du château d'eau, notamment les périodes propres, les fréquences naturelles ainsi que les principaux modes de vibration de la structure.

Après l'exécution du calcul numérique sous SAP2000, les premiers modes propres de vibration ont été extraits afin d'évaluer le comportement dynamique global du modèle étudié.

Les résultats obtenus montrent que les deux premiers modes possèdent des périodes naturelles très rapprochées, ce qui reflète une rigidité relativement similaire dans les directions X et Y, les principaux axes horizontaux. En effet, la structure est symétrique et géométriquement similaire pour les deux directions. La valeur de la période fondamentale calculée numériquement via le logiciel SAP2000 concorde bien avec celle déterminée analytiquement en utilisant l'approche hydro-dynamique de Housner T1=1,22 s, ce qui confirme la cohérence et la fiabilité du modèle numérique adopté dans cette étude et montre qu'il peut être utilisé de manière fiable car il fournit des résultats corrects et très précis et facilite notre travail.

La figure suivante illustre le premier mode de vibration du château d'eau, caractérisé principalement par un mouvement global de translation horizontale.

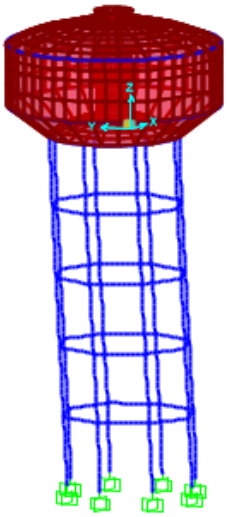


Figure 4.4 : Premier mode de vibration du château d'eau.

La déformée modale montre que le réservoir supérieur se déplace latéralement sous l'effet de la flexibilité des poteaux supportant la cuve. Ce comportement traduit une réponse dynamique dominée par la translation horizontale de la structure.

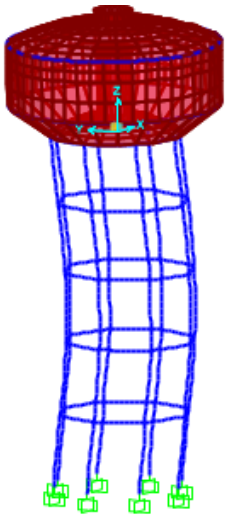


Figure 4.5: Troisième mode de vibration du château d'eau.

Le troisième mode met en évidence un comportement dynamique plus complexe associé à des effets de flexion et de déformation latérale plus prononcés des éléments verticaux porteurs.

L'analyse des modes propres obtenus met ainsi en évidence le comportement dynamique global du château d'eau ainsi que son degré de flexibilité sous sollicitations sismiques.

4.7. Courbe de capacité :

4.7.1 Principe de la courbe de capacité :

Dans le cadre de l'analyse pushover non linéaire, la courbe de capacité représente l'évolution de la réponse globale du château d'eau sous l'effet d'un chargement latéral progressivement croissant. Cette courbe permet d'évaluer le comportement structural de la structure depuis le domaine élastique jusqu'au développement des non-linéarités plastiques.

La courbe de capacité est généralement exprimée sous la forme de la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement global au sommet de la structure (Δ).

L'analyse de cette courbe permet d'identifier :

- Le comportement élastique initial ;
- L'apparition des premières rotules plastiques ;
- La réduction progressive de rigidité ;
- La phase de plastification avancée ;
- L'état limite ultime de la structure.

La méthode pushover constitue ainsi une approche particulièrement adaptée à l'évaluation de la performance sismique des structures en béton armé soumises à des sollicitations sismiques importantes.

4.7.2 Obtention de la courbe de capacité (V_b-Δ) :

Après l'exécution de l'analyse pushover sous SAP2000, la courbe de capacité a été obtenue à partir de l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement de contrôle imposé au sommet du château d'eau.

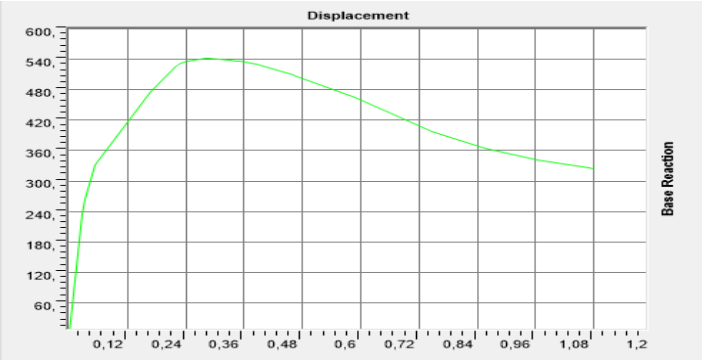


Figure 4.6 : Courbe de capacité (V_b-Δ) obtenue à partir de l'analyse pushover.

La partie initiale de la courbe présente une réponse pratiquement linéaire traduisant le comportement élastique global de la structure. Lorsque le chargement augmente, une diminution progressive de la pente de la courbe apparaît en raison du développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux porteurs.

Cette évolution traduit la dégradation progressive de la rigidité latérale du château d'eau ainsi que sa capacité de dissipation d'énergie sous sollicitations sismiques croissantes.

4.7.3 Transformation de la courbe de capacité en format ADRS :

Afin de permettre l'évaluation de la performance sismique du château d'eau conformément à la méthode ATC-40, la courbe de capacité obtenue sous la forme (V_b-Δ) a été transformée dans le système ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum).

Cette transformation permet de convertir :

- Le déplacement global du sommet (Δ) en déplacement spectral (S_d) ;
- L'effort tranchant à la base (V_b) en accélération spectrale (S_a).

Le déplacement spectral est déterminé à partir de la relation suivante :

$$S_d = \Delta_{roof} / (PF1 \times \Phi_{roof,1})$$

- S_d : déplacement spectral ;
- Δ_{roof} : déplacement du sommet du château d'eau ;
- PF1 : facteur de participation modale du premier mode ;
- $\Phi_{roof,1}$: amplitude modale normalisée au sommet de la structure.

L'accélération spectrale est calculée à partir de l'expression suivante :

$$S_a = V_b / (W \times \alpha)$$

- S_a : accélération spectrale ;
- V_b : effort tranchant à la base ;
- W : poids total de la structure ;
- α_1 : coefficient de masse modale associé au premier mode de vibration.

Cette transformation permet d'obtenir la courbe de capacité dans le plan spectral (S_a-S_d), utilisé dans la méthode du spectre de capacité pour la détermination du point de performance.

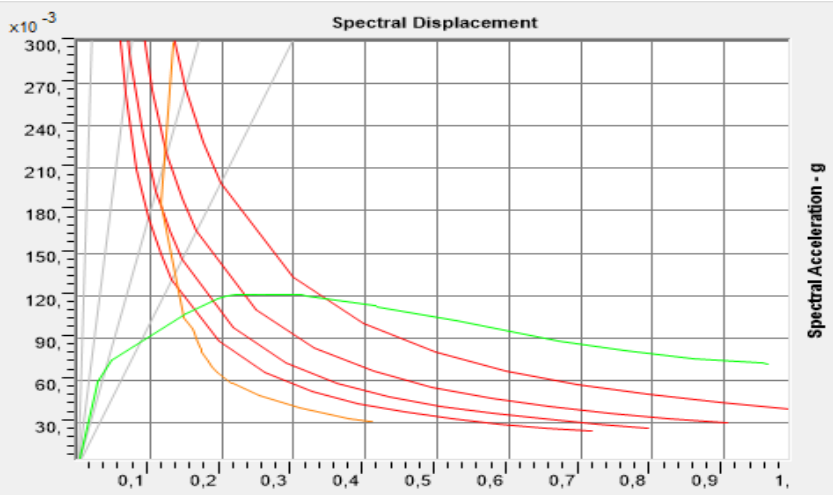


Figure 4.7 : Transformation de la courbe de capacité- en format ADRS (S_a-S_d) ATC40

4.7.4 Interprétation physique de la courbe ADRS :

L'analyse de la courbe ADRS met en évidence l'évolution progressive du comportement non linéaire du château d'eau sous sollicitations sismiques croissantes. Dans la phase initiale, la pente importante de la courbe traduit une rigidité latérale élevée et un comportement essentiellement élastique. Avec l'augmentation du déplacement spectral, la pente de la courbe diminue progressivement sous l'effet du développement des non-linéarités plastiques dans les éléments structuraux. Cette réduction progressive de rigidité traduit la capacité de dissipation d'énergie du système structural avant l'atteinte des états de dommage avancés.

La courbe ADRS constitue ainsi la base de la bi linéarisation de la réponse structurale et de la détermination ultérieure du point de performance conformément aux recommandations de l'ATC-40.

4.8. Bi linéarisation selon la méthode ATC-40 :

4.8.1 Principe général :

La courbe de capacité obtenue à partir de l'analyse pushover sous SAP2000 est exprimée dans le plan spectral S_a–S_d. Cette courbe représente le comportement non linéaire progressif de la structure du château d'eau sous chargement sismique. Dans cette étude, la bi linéarisation selon ATC-40 consiste à remplacer la courbe réelle par une courbe bi linéaire équivalente, permettant une simplification du comportement global tout en conservant l'énergie dissipée.

Le principe fondamental repose sur l'équivalence énergétique :

$A_{réelle} = A_{bilinéaire}$

- $A_{réelle}$: aire sous la courbe réelle issue de SAP2000
- $A_{bilinéaire}$: aire sous la courbe bilinéaire équivalente

4.8.2 Choix du point final de la courbe :

Dans cette étude, la définition du domaine ultime ne repose pas sur le pic de résistance, mais sur le **dernier** point convergé et stable de la courbe SAP2000**.**

Tableau 4.1: Pushover curve demand capacity ATC40

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40

LoadCase Text	Step Unitless	Teff Sec	Beff Unitless	SdCapacity m	SaCapacity Unitless	SdDemand m	SaDemand Unitless	Alpha Unitless	PFPhi Unitless
PUSHOVER-...	0	1,338611	0,05	0	0	0,133007	0,298817	1	1
PUSHOVER-...	1	1,338611	0,05	0,023542	0,05289	0,133007	0,298817	0,854866	1,159445
PUSHOVER-...	2	1,355568	0,059462	0,027074	0,059313	0,128902	0,282395	0,855281	1,157457
PUSHOVER-...	3	1,585182	0,146294	0,046225	0,074056	0,115501	0,185041	0,85647	1,140277
PUSHOVER-...	4	2,378683	0,229622	0,150502	0,10708	0,146842	0,104476	0,851701	1,120328
PUSHOVER-...	5	2,573731	0,23084	0,194139	0,117984	0,158546	0,096354	0,852019	1,118319
PUSHOVER-...	6	2,630785	0,234446	0,205571	0,119572	0,161054	0,093678	0,852704	1,117539
PUSHOVER-...	7	2,707326	0,241166	0,219258	0,120424	0,163851	0,089993	0,854529	1,117012
PUSHOVER-...	8	2,832663	0,252536	0,240348	0,120584	0,168214	0,084394	0,85912	1,116882
PUSHOVER-...	9	2,892985	0,257046	0,250937	0,120701	0,170532	0,082026	0,86009	1,116505
PUSHOVER-...	10	2,90141	0,257667	0,252405	0,120703	0,170856	0,081705	0,860164	1,116398
PUSHOVER-...	11	2,921454	0,259272	0,255742	0,120627	0,171588	0,080934	0,86068	1,116336
PUSHOVER-...	12	2,931886	0,260014	0,257561	0,120621	0,171994	0,080549	0,860665	1,116119
PUSHOVER-...	13	2,938949	0,260445	0,258862	0,120649	0,172288	0,080299	0,860348	1,115759
PUSHOVER-...	14	3,169209	0,273123	0,301489	0,120839	0,182067	0,072974	0,852037	1,10552
PUSHOVER-...	15	3,226606	0,276921	0,310741	0,120156	0,184265	0,071251	0,85607	1,107289

Record: << < 1 > >> of 26

Done

SdCapacity m	SaCapacity Unitless
0	0
0,023542	0,05289
0,027074	0,059313
0,046225	0,074056
0,150502	0,10708
0,194139	0,117984
0,205571	0,119572
0,219258	0,120424
0,240348	0,120584
0,250937	0,120701
0,252405	0,120703
0,255742	0,120627
0,257561	0,120621
0,258862	0,120649
0,301489	0,120839
0,310741	0,120156
0,318548	0,119513
0,346266	0,117308
0,413963	0,112776
0,41684	0,112376
0,526534	0,102694
0,668439	0,087629

Le point final adopté est :

$S_{d,u}$=0.668439m

$S_{a,u}$=0.087629

Ce point représente :

- La fin de la courbe de capacité
- L'état ultime numérique stable
- Le comportement global post-dégradation de la structure

4.8.3 Détermination du point de plastification :

Le point de plastification (S_{dy},S_{ay}) représente la transition entre le domaine élastique et le domaine non linéaire.

Il est déterminé graphiquement et numériquement à partir de la courbe réelle SAP2000 en respectant la condition d'équivalence énergétique.

Ce point est choisi de manière à :

- Reproduire la rigidité initiale de la structure
- Équilibrer les aires entre courbe réelle et bilinéaire

4.8.4 Calcul de l'aire sous la courbe réelle :

L'énergie dissipée par la structure est évaluée par intégration numérique de la courbe SAP2000 :

$$A_{réelle} = (\sum (S_{ai}+S_{ai+1})/2) \times (S_{di+1}-S_{di})$$

- S_{ai}, S_{ai+1} : accélérations spectrales successives
- S_{di} , S_{di+1} : déplacements spectraux successifs

Cette méthode correspond à l'approximation par trapèzes.

Tableau 4.2 : Des calculs élémentaires

i	$S_{d(i)}$	$S_{d(i+1)}$	$S_{a(i)}$	$S_{a(i+1)}$	ΔS_d	$(S_{a(i)}+S_{a(i+1)})/2$	A_{ire} A_i
0	0.000000	0.023542	0.000000	0.052890	0.023542	0.026445	0.000622
1	0.023542	0.027074	0.052890	0.059313	0.003532	0.056101	0.000198
2	0.027074	0.046225	0.059313	0.074056	0.019151	0.066685	0.001276
3	0.046225	0.150502	0.074056	0.107080	0.104277	0.090568	0.009444
4	0.150502	0.194139	0.107080	0.117984	0.043637	0.112532	0.004910
5	0.194139	0.205571	0.117984	0.119572	0.011432	0.118778	0.001358
6	0.205571	0.219258	0.119572	0.120424	0.013687	0.119998	0.001642
7	0.219258	0.240348	0.120424	0.120584	0.021090	0.120504	0.002540
8	0.240348	0.250937	0.120584	0.120701	0.010589	0.120643	0.001277

i	$S_{d(i)}$	$S_{d(i+1)}$	$S_{a(i)}$	$S_{a(i+1)}$	ΔS_d	$(S_{a(i)}+S_{a(i+1)})/2$	A_{ire} A_i
9	0.250937	0.252405	0.120701	0.120703	0.001468	0.120702	0.000177
10	0.252405	0.255742	0.120703	0.120627	0.003337	0.120665	0.000402
11	0.255742	0.257561	0.120627	0.120621	0.001819	0.120624	0.000219
12	0.257561	0.258862	0.120621	0.120605	0.001301	0.120613	0.000157
13	0.258862	0.301489	0.120605	0.120839	0.042627	0.120722	0.005144
14	0.301489	0.310741	0.120839	0.120156	0.009252	0.120498	0.001115
15	0.310741	0.318548	0.120156	0.115130	0.007807	0.117643	0.000918
16	0.318548	0.346266	0.115130	0.117308	0.027718	0.116219	0.003221
17	0.346266	0.413963	0.117308	0.112776	0.067697	0.115042	0.007792
18	0.413963	0.416840	0.112776	0.112376	0.002877	0.112576	0.000324
19	0.416840	0.526534	0.112376	0.102694	0.109694	0.107535	0.011799
20	0.526534	0.668439	0.102694	0.087629	0.141905	0.095162	0.013508

Aire totale sous la courbe réelle : la somme des contributions précédentes donne :

$A_{réelle} = \sum A_i = 0.06886$

4.8.5 Calcul de l'aire de la courbe bilinéaire :

La courbe bilinéaire est composée de deux parties :

D'un triangle élastique ; d'un trapèze plastique

Zone élastique :

$A_1 = (S_{a,y} \times S_{d,y})/2$

Zone post-élastique :

$A_2 = ((S_{a,y}+S_{a,u})/2) \times (S_{d,u}-S_{d,y})$

Ainsi : $A_{bi\ linéaire}=A_1+A_2$

- $S_{a,u}=0.087629$
- $S_{d,u}=0.668439$

Plastification : $S_{d,y}=0.05$; $S_{a,y}= 0.12275$

$A_1 = (S_{a,y} \times S_{d,y})/2 = 0.12275 \times 0.05/2 = 0.00306875$

$A_2 = ((S_{a,y}+S_{a,u})/2) \times (S_{d,u}-S_{d,y}) = ((0.12275+0.087629)/2) \times (0.668439-0.05) = 0.06520$

$A_{bilinéaire}$=0.00306875+0.06520 =0.06827

Condition de validation ATC-40 : Le modèle bilinéaire est validé si :

$A_{réelle} \approx A_{bi\ linéaire}$

Cette condition garantit que la représentation bilinéaire conserve le comportement énergétique global de la structure.

$A_{réelle}$ =0.06886 ≈ $A_{bi\ linéaire}$ =0.06827

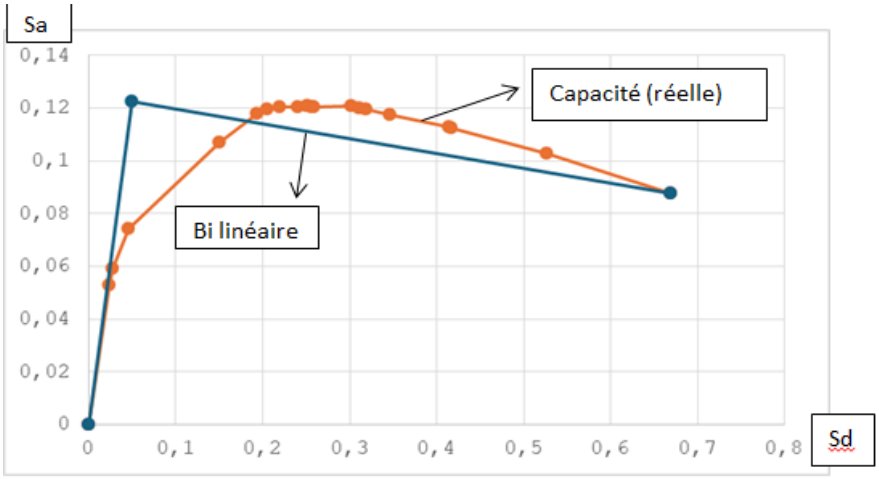


Figure 4.8 : Courbe capacité et bi linéarisation ATC40

4.8.6. Raideur de la structure au point de performance (Kp) et indicateur de dégradation global de la structure (Id) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite

$$D_y = S_{d,y} \times PF1 \times \varphi_{roof}$$

- D_y: déplacement réel au point de plastification
- $S_{d,y}$: déplacement spectral
- PF1 : facteur de participation du mode 1
- φ_{roof}: valeur modale au niveau du toit

Donc : D_y = 0.05×1.335×1= 6.67cm

Et un effort tranchant élastique limite Vy= Say×W×α1

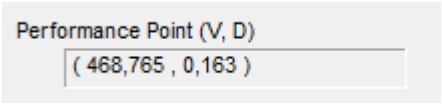
- V_y: effort tranchant à la base au point de plastification
- $S_{a,y}$: accélération spectrale de plastification
- W : poids total de la structure
- α_1 : coefficient de participation modale

Donc : V_y= 0.12275×9383.715×0.87 = 1002.11

Soit une raideur initiale (élastique) : $K_e = V_y / D_Y$ = 15024.14 KN/m.

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de **:**



$K_p = V_p / D_p$ = 2875.86 KN/m.

Un indicateur de dégradation global de la structure (Id) est défini par : $I_d = 1 - (K_e / K_p)$.

I_d= 1-(1002.11/2875.86) = 65%

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 65% dégradation importante**.**

4.9 Détermination du point de performance selon la méthode ATC-40 :

Le point de performance représente l'état de réponse sismique réel de la structure du château d'eau. Il correspond au point de fonctionnement de la structure sous l'action sismique considérée. Dans la méthode ATC-40, ce point est défini comme l'intersection entre :

- La courbe de capacité issue de l'analyse pushover (SAP2000) exprimée dans le plan $S_a - S_d$
- Et le spectre de demande sismique réduit en fonction de l'amortissement effectif.

La courbe de capacité est obtenue à partir de l'analyse pushover réalisée sous SAP2000. Elle représente le comportement non linéaire progressif de la structure.

Condition du point de performance : Le point de performance est obtenu lorsque :

$$S_{acapacité} - (S_{dp}) = S_{ademande} - (S_{dp})$$

- S_{dp} : déplacement spectral au point de performance
- S_{ap} : accélération spectrale au point de performance

Et Le point de performance est déterminé graphiquement à partir de l'intersection entre :

- La courbe de capacité (Pushover)
- Le spectre de demande sismique

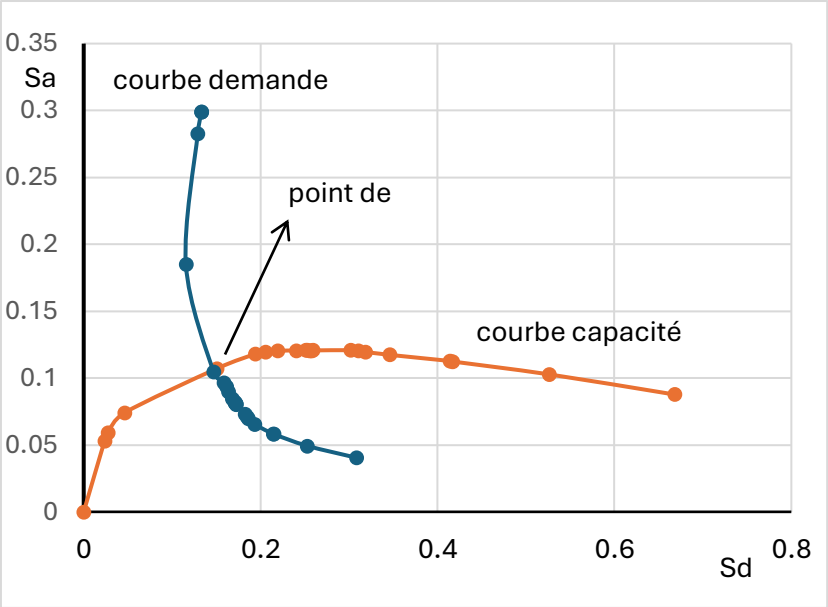


Figure 4.9 : Courbe capacité et demande et le point de performance méthode ATC-40

Résultats du point de performance : À partir de l'exploitation de la courbe SAP2000, le point de performance retenu est :

$$S_{dp}=0.145 \text{ m} ; S_{ap}=0.105$$

Le point de performance obtenu représente :

L'analyse du point de performance permet d'évaluer le comportement réel du château d'eau dans le domaine non linéaire. Lorsque le point de performance se situe dans la partie initiale de la courbe de capacité, le comportement structural reste principalement élastique et les dommages demeurent limités. En revanche, lorsque le point de performance se situe dans le domaine post-élastique, cela traduit le développement progressif des non-linéarités plastiques ainsi qu'une dissipation d'énergie plus importante.

- Le déplacement réel maximal de la structure sous séisme,
- L'intensité sismique effective appliquée sur le château d'eau,
- Le comportement global non linéaire de la structure,
- L'état de réponse structural en conditions extrêmes.

4.10. Paramètres équivalents selon la méthode ATC-40 :

La méthode ATC-40 utilise des paramètres équivalents afin de transformer le comportement non linéaire réel de la structure en un système linéaire équivalent.

Ces paramètres permettent de :

- Évaluer la ductilité globale de la structure,

- Calculer l'amortissement effectif,
- Réduire le spectre de réponse sismique,
- Déterminer le niveau de demande sismique réel.

Ductilité structurelle (μ) :

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et utiliser des méthodes de calcul adéquates prenant en compte le mode de plastification conforme aux hypothèses établies. Le degré et la distribution de ces rotules dépendent de plusieurs facteurs incluant les caractéristiques du mouvement du sol, la distribution horizontale et verticale de la rigidité et de la masse.

La position des rotules plastiques dans les mécanismes de ruine dépend essentiellement de la demande de ductilité résultante de la flexibilité structurelle adoptée par le concepteur.

Par mesure de commodité, cette demande est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité courbure ou de déplacement ; en admettant généralement les hypothèses suivantes :

- Le comportement moment - courbure ou force - déplacement des sections est bilinéaire ;
- La plastification au début de l'écoulement se développe simultanément dans toutes les sections critiques, aboutissant ainsi au mécanisme de ruine.

$U_D = D_P / D_e$ =0.163/0.0667= 2.44

Amortissement effectif (β_{eff}) :

L'amortissement effectif est le paramètre clé de la méthode ATC-40.

$$\beta_{eff} = 5 + k \times \beta 0$$

$$\beta_0 = 63.7 \times (a_y \times S_{dp} - S_{dy} \times a_p) / a_p \times S_{dp}$$

- a_y : accélération de plastification
- $S_{d,y}$: déplacement de plastification
- a_p, S_{dp}: point de performance
- k : coefficient ATC-40

Calcul de β_0 :

β_0 = 63.7×(0.12275×0.145-0.05×0.105)/(0.105×0.145) =52.50

Tableau 4.3: du K coefficient ATC-40

Type de comportement structurel	β_0(en pourcents)	κ
TYPE A	≤16.25	1.0
	≥16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤25	0.67
	≥25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Donc K= 0.33

B_{eff}= 5+0.33×52.50 = 22.32 %

Beff	SdCapacity
Unitless	m
0,05	0
0,05	0,023542
0,059462	0,027074
0,146294	0,046225
0,229622	0,150502
0,23084	0,194139
0,234446	0,205571
0,241166	0,219258
0,252536	0,240348
0,257046	0,250937
0,257667	0,252405
0,259272	0,255742
0,260014	0,257561
0,260445	0,258862
0,273123	0,301489
0,276921	0,310741
0,279991	0,318548
0,289329	0,346266
0,327011	0,413963
0,329613	0,41684
0,394393	0,526534
0,497637	0,668439

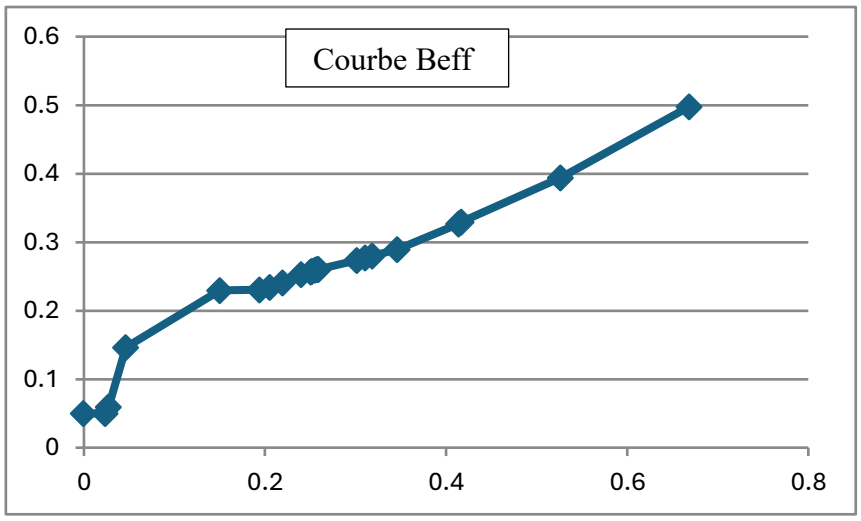


Figure 4.10 -Valeurs de B_{eff} en fonction de S_d Figure 4.11 : courbe B_{eff} ATC-40

Réduction du spectre de réponse : L'amortissement effectif permet de réduire le spectre élastique selon ATC-40.

$$S_{a\text{-}réduit} = f(\beta_{eff}) \times S_{a\text{-}élastique}$$

- $S_{a\text{-réduit}}$: spectre réduit
- $S_{a\text{-élastique}}$: spectre initial

4.11 États de dommage et rotules plastiques :

4.11.1 : états de dommage :

Les états de dommage représentent la classification du niveau de dégradation subi par une structure sous l'effet d'une action sismique. Ils permettent de traduire la réponse non linéaire de la structure en termes physiques observables, allant du comportement élastique jusqu'à la rupture. Dans l'analyse pushover, ces états sont généralement évalués à partir de la formation

et de l'évolution des rotules plastiques, ainsi que des déplacements globaux au point de performance.

Tableau 4.4 : attribution des degrés des dommages

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux
DG1	Sd= 0,4 Sdy
DG2	Sd= 0,8 Sdy
DG3	Sd= Sdy+ 0,25 (Sdu– Sdy)
DG4	Sd= 0,75 Sdu
DG5	Sd= Sdu
Sdy : limite élastique en déplacement	
Sdu : limite ultime en déplacement	

Degré 1 : Dégâts négligeables à légers

Structure : Aucun dégât structurel.

Degré 2 : Dégâts modérés

Structure : Dégâts structuraux très légers.

Degré 3 : Dégâts sensibles à importants

Structure : Dommages structuraux modérés (fissures dans les colonnes ou poutres).

Degré 4 : Dégâts très importants

Structure : Dommages structuraux graves.

Degré 5 : Destruction

Structure : Ruine totale de l'édifice

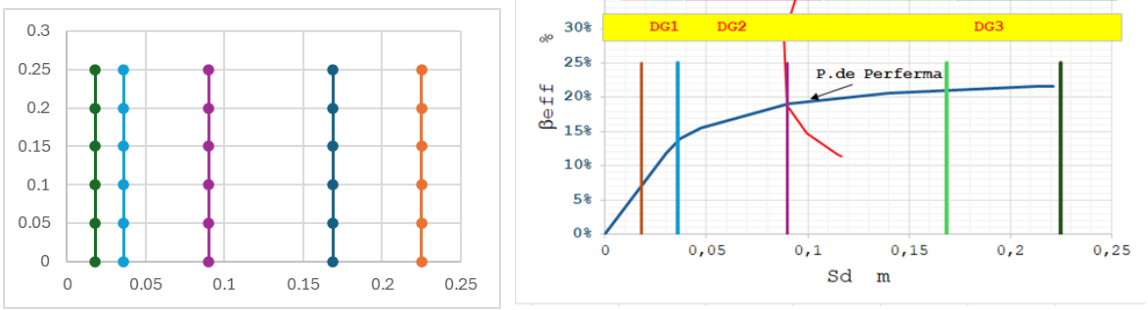


Figure 4.12 (a,b) : courbe domaines des degrés des dommages

L'analyse du graphique montre que le château d'eau présente une évolution progressive de l'amortissement effectif en fonction du déplacement spectral S_d, avec un passage clair des zones DG1 vers DG2 puis DG3. Cette transition met en évidence l'apparition progressive du comportement non linéaire et la mobilisation des mécanismes plastiques de la structure. Le point de performance se situe dans une zone intermédiaire (DG2–DG3), ce qui indique que la

structure n'est plus dans un état purement élastique, mais fonctionne sous des déformations inélastiques modérées à avancées. Cette situation traduit un niveau de sollicitation sismique significatif, pouvant entraîner une dégradation progressive de la rigidité et une réduction de la marge de sécurité. Par conséquent, bien que la stabilité globale soit encore assurée, le niveau de dommage observé nécessite une attention particulière et justifie l'étude de solutions de renforcement structural afin d'améliorer la rigidité globale et de limiter les déplacements excessifs, notamment par l'augmentation du nombre de poteaux ou le renforcement des éléments porteurs.

4.11.2. Marge de déplacement, formation des rotules plastiques et classification FEMA 356 :

La marge de déplacement représente la différence entre la capacité ultime de la structure et la demande sismique au point de performance. Elle permet d'évaluer le niveau de sécurité de la structure face à l'action sismique.

$$DI = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} \qquad (4.1)$$

Il présente le rapport de la marge entre le déplacement spectral (d_m) et le déplacement élastique (d_y) sur marge entre le déplacement ultime (d_u) et le déplacement élastique (d_y)

- d_m : déplacement spectral tiré de la courbe de capacité
- d_y : déplacement spectral élastique de la courbe de capacité idéalisé (bi –linéaire)
- d_u : déplacement ultime présent le déplacement de la structure correspondant à la première.

Apparition de la rotule plastique associée au niveau d'effondrement de l'élément structurel selon la classification FEMA356.

Tableau 4.5 : la classification des états de dommages

Indice de dommage	État de dommage
$0 < DI \leq 0.14$	Aucun dégât
$0.14 < DI \leq 0.4$	Léger
$0.4 < DI \leq 0.6$	Modéré
$0.6 < DI \leq 1$	Important
$1 \leq DI$	Ruine

Formation des rotules plastiques :

Sous l'effet des charges sismiques, les éléments structuraux (poutres, poteaux) passent d'un comportement élastique à un comportement non linéaire caractérisé par l'apparition de rotules plastiques. Ces rotules représentent des zones localisées où la plasticité se développe et où la dissipation d'énergie a lieu. Selon FEMA 356, le comportement d'une rotule plastique est défini par des points caractéristiques :

- A : état élastique initial
- B : début de plastification
- IO : Immediate Occupancy
- LS : Life Safety
- CP : Collapse Prevention

FEMA 356 définit plusieurs niveaux de performance :

1. Immediate Occupancy (IO)
   - Dommage faible
   - Structure presque élastique
   - Réparations mineures
2. Life Safety (LS)
   - Dommages modérés à importants
   - Déformations plastiques visibles
   - Structure reste stable
3. Collapse Prevention (CP)
   - Dommages sévères
   - Formation généralisée de rotules plastiques
   - Structure proche de la rupture

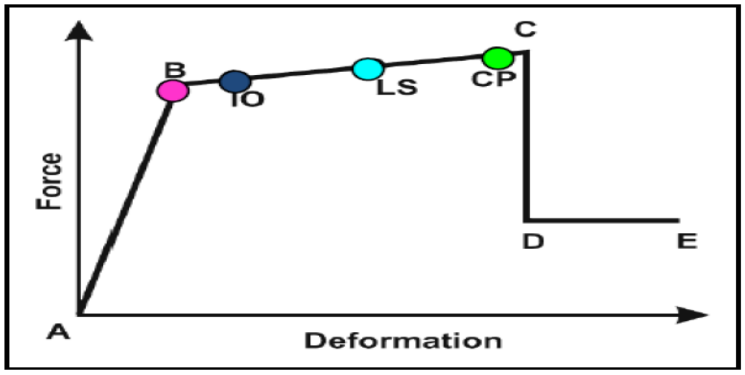


Figure 4.13 : Courbe de Formation des rotules plastiques FEMA 356

- $d_m = d_{pi} = 0.145$
- $d_y = S_{dy} = 0.05$
- $d_u = S_{du} = 0.668439$

DI = (0.145-0.05)/(0.668439-0.05) =0.15 =15%

Tableau 4.6 : Indice de dommage

Sd (m)	Dép. élastique (m)	Dép. ultime (m)	Indice de Dommage	État de dommage
dm	*dy*	*du*	*DI*	*DI*
0	0,05	0,668439	-0,08084872	-8,08487175
0,023542	0,05	0,668439	-0,04278191	-4,27819074
0,027074	0,05	0,668439	-0,03707075	-3,70707539
0,046225	0,05	0,668439	-0,00610408	-0,61040782
0,150502	0,05	0,668439	0,16250916	16,2509156
0,194139	0,05	0,668439	0,23306907	23,3069066
0,205571	0,05	0,668439	0,25155432	25,1554317
0,219258	0,05	0,668439	0,27368584	27,3685845
0,240348	0,05	0,668439	0,30778783	30,7787834
0,250937	0,05	0,668439	0,32490997	32,4909975
0,252405	0,05	0,668439	0,32728369	32,7283693
0,255742	0,05	0,668439	0,33267954	33,2679537
0,257561	0,05	0,668439	0,33562081	33,5620813
0,258862	0,05	0,668439	0,3377245	33,7724497
0,301489	0,05	0,668439	0,40665126	40,6651262
0,310741	0,05	0,668439	0,42161151	42,1611509
0,318548	0,05	0,668439	0,43423523	43,4235228
0,346266	0,05	0,668439	0,47905452	47,9054523
0,413963	0,05	0,668439	0,58851884	58,8518835
0,41684	0,05	0,668439	0,59317087	59,3170871
0,526534	0,05	0,668439	0,77054325	77,0543255
0,668439	0,05	0,668439	1	100

L'analyse de l'indice de dommage du modèle initial à 8 colonnes met en évidence une évolution progressive du niveau d'endommagement structural avec l'augmentation des déplacements.

Les résultats obtenus montrent une croissance continue de la valeur du coefficient DI, traduisant le développement progressif des non-linéarités plastiques au sein de la structure. Pour les faibles niveaux de déplacement, les valeurs de DI restent limitées, ce qui correspond à un comportement principalement élastique du château d'eau. Cependant, avec l'augmentation des sollicitations sismiques, l'indice de dommage évolue progressivement vers des valeurs plus importantes, indiquant une amplification des déformations plastiques ainsi qu'une dégradation graduelle de la rigidité structurale.

L'analyse montre également que la structure atteint des niveaux élevés d'endommagement lorsque le déplacement maximal approche la valeur ultime du=0.668439, où l'indice de dommage atteint la valeur critique DI=1. Cette situation traduit l'atteinte de l'état limite ultime associé à un comportement non linéaire avancé de la structure.

Les résultats obtenus confirment ainsi la vulnérabilité sismique relativement importante du modèle initial à 8 colonnes ainsi que la nécessité d'un renforcement structural afin de limiter le développement des mécanismes plastiques critiques et d'améliorer les performances sismiques globales du château d'eau.

4.12. Proposition de renforcement structural :

4.12.1 Évaluation de la vulnérabilité du modèle initial :

L'analyse non linéaire du modèle initial composé de 8 colonnes a mis en évidence une vulnérabilité sismique relativement importante sous l'effet des sollicitations dynamiques. Les résultats obtenus à partir de l'analyse pushover montrent que la structure atteint l'état de dommage DG3, traduisant l'entrée du château d'eau dans un domaine non linéaire avancé. À ce niveau de comportement, plusieurs rotules plastiques se développent progressivement au niveau des éléments porteurs, entraînant une dégradation progressive de la rigidité globale de la structure ainsi qu'une augmentation significative des déplacements latéraux. Cette diminution de rigidité traduit une mobilisation importante de la capacité dissipative du système structural. 52L'atteinte du niveau DG3 indique l'apparition de dommages structuraux modérés à sévères susceptibles d'affecter le comportement global du château d'eau lors d'un séisme majeur. Bien que la structure conserve encore une stabilité générale acceptable, l'évolution des sollicitations sismiques peut conduire à une amplification des déformations plastiques ainsi qu'à une dégradation plus importante des éléments résistants.

Par ailleurs, l'analyse de la courbe de capacité montre une augmentation notable des déplacements spectraux au point de performance accompagnée d'une réduction de la rigidité

post-élastique. Ces résultats mettent en évidence une capacité limitée de la structure initiale à contrôler efficacement les déformations sous fortes actions sismiques.

L'ensemble des résultats obtenus confirme ainsi la nécessité d'une intervention de renforcement structural afin d'améliorer la rigidité globale du système, réduire le niveau d'endommagement et augmenter les performances sismiques du château d'eau.

4.12.2 Choix de la solution de renforcement :

Face aux insuffisances observées dans le modèle initial à 8 colonnes, une solution de renforcement structural a été proposée afin d'améliorer le comportement sismique global du château d'eau.

L'analyse des résultats obtenus a montré que la structure présente une rigidité insuffisante pour limiter efficacement les déplacements latéraux et contrôler le développement des non-linéarités plastiques sous fortes sollicitations sismiques. Cette situation a conduit à l'apparition de dommages structuraux correspondant à l'état DG3.

Afin de réduire la vulnérabilité sismique du système structural, le choix du renforcement a porté sur l'augmentation du nombre de colonnes porteuses, passant de 8 à 12 colonnes. Cette solution permet principalement de :

- Augmenter la rigidité globale de la structure ;
- Réduire les déplacements latéraux ;
- Améliorer la répartition des efforts sismiques ;
- Limiter la concentration des contraintes dans les éléments porteurs ;
- Augmenter la capacité de dissipation d'énergie du système structural.

L'ajout de colonnes supplémentaires permet également de diminuer les sollicitations individuelles supportées par chaque élément porteur, ce qui contribue à limiter le développement précoce des rotules plastiques et à améliorer la stabilité globale du château d'eau. Cette solution de renforcement a été retenue en raison de sa simplicité constructive, de son efficacité structurale ainsi que de son influence directe sur les paramètres dynamiques du système, notamment la rigidité et la période fondamentale de vibration. Le modèle renforcé à 12 colonnes a ensuite été étudié numériquement sous les mêmes sollicitations sismiques afin d'évaluer l'efficacité réelle du renforcement proposé et de comparer le comportement structural avant et après intervention.

4.12.3 Présentation du modèle renforcé :

Afin d'améliorer les performances sismiques du château d'eau, le modèle structural initial a été modifié par l'ajout de colonnes supplémentaires, portant le nombre total de colonnes de 8 à 12. La géométrie générale du réservoir ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été conservées, tandis que la modification principale a concerné le système porteur vertical. Cette intervention vise essentiellement à augmenter la rigidité globale de la structure et à améliorer la répartition des efforts sismiques.

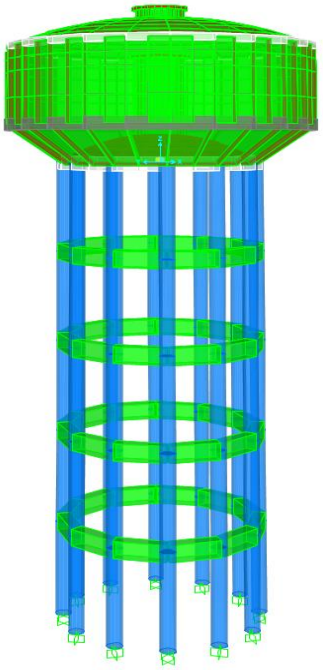


Figure 4.14 : La géométrie générale du modèle du réservoir12 colonnes

4.12.4 Résultats de l'analyse après renforcement :

Après introduction du système de renforcement par augmentation du nombre de colonnes de 8 à 12, le modèle structural a été réanalysé sous les mêmes conditions de chargement et les mêmes paramètres sismiques afin d'évaluer l'efficacité réelle du renforcement proposé.

Les résultats obtenus montrent une amélioration significative du comportement dynamique et non linéaire du château d'eau, traduite par une augmentation de la rigidité globale, une réduction des déplacements spectraux ainsi qu'une diminution du niveau d'endommagement structural.

Périodes propres après renforcement :

L'analyse modale du modèle renforcé montre une diminution des périodes propres de vibration par rapport au modèle initial à 12 colonnes. Cette réduction traduit une augmentation de la rigidité globale de la structure après renforcement.

Tableau 4.7 : Périodes -SAP2000

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
Mode	1	0,911578
Mode	2	0,911554
Mode	3	0,214793
Mode	4	0,135669
Mode	5	0,083053
Mode	6	0,038331

Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance :

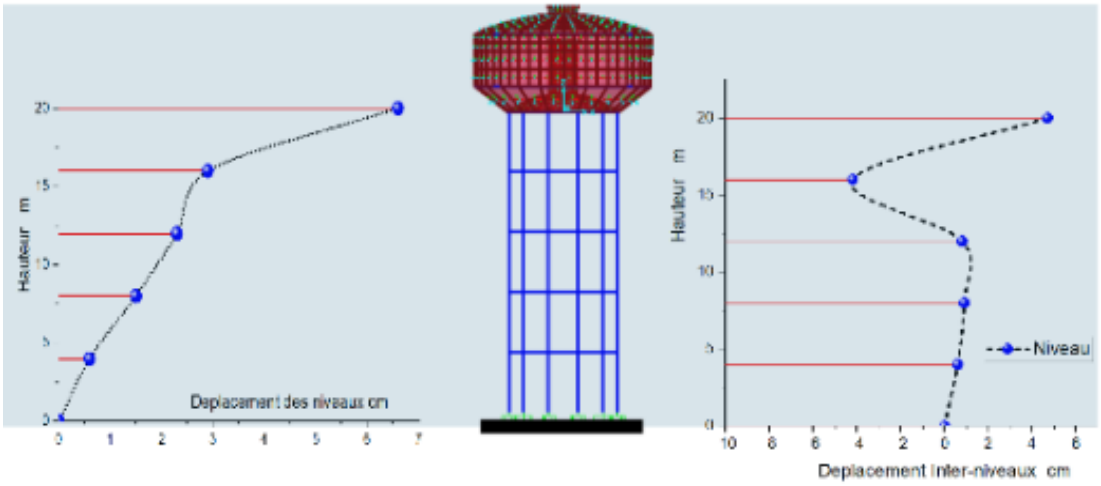


Figure 4.15 : Déplacements latéraux des niveaux et inter-niveaux au point de performance

La réduction des périodes propres indique une amélioration du comportement dynamique du château d'eau ainsi qu'une meilleure résistance aux déplacements latéraux induits par les sollicitations sismiques.

Courbe de capacité :

La courbe de capacité obtenue après renforcement présente une augmentation de la capacité résistante du système structural ainsi qu'une amélioration du comportement post-élastique.

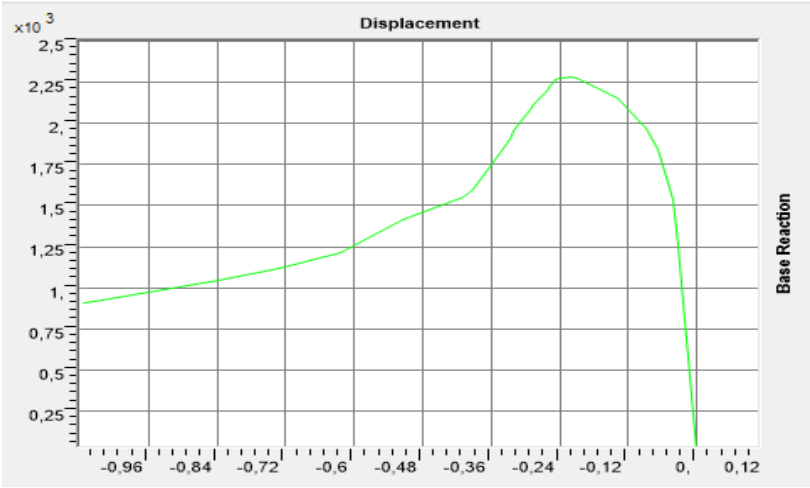


Figure 4.16: Courbe de capacié (V_b - Δ) du modèle renforcé.

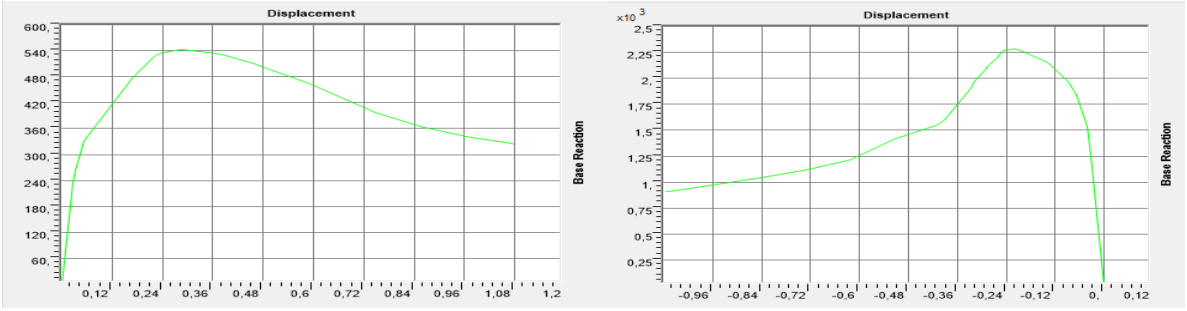


Figure 4.17: Comparaison des courbes de capacité avant et après renforcement.

L'analyse comparative montre une augmentation de l'effort tranchant maximal accompagné d'une réduction des déplacements spectraux, traduisant une amélioration de la rigidité et de la stabilité globale du château d'eau.

Bi linéarisation selon la méthode ATC-40 :

La courbe de capacité obtenue à partir de l'analyse pushover en format (V_b-Δ) présente un comportement non linéaire traduisant l'évolution progressive des dommages structuraux sous sollicitations sismiques croissantes.

V_b= représente l'effort tranchant à la base.

Δ = représente le déplacement du point de contrôle.

Extraction des paramètres fondamentaux SAP200 :

Tableau 4.8 : paramètre V_b -Δ

Displacemen	BaseForce
m	KN
0	0
0,032293	1255,361
0,041444	1536,786
0,066829	1840,666
0,08736	1970,545
0,138939	2153,527
0,20995	2271,428
0,219486	2279,603
0,220729	2279,655
0,239004	2276,655
0,24031	2275,942
0,248327	2263,229
0,259994	2216,852
0,260794	2211,397
0,287903	2108,745
0,288643	2100,421
0,318031	1970,354
0,320847	1950,948
0,328387	1908,504
0,32839	1908,506
0,392127	1601,063

Est donc : $(\Delta_u, V_b) = (0.392127 , 1601.063)$

L'aire sous la courbe réelle représente l'énergie dissipée par la structure durant le comportement non linéaire. Cette aire est déterminée numériquement à partir des points de la courbe ADRS en utilisant la méthode des trapèzes :

$A_{réelle} = \Sigma [(V_{bi}+V_{bi+1}) / 2] \times (\Delta_{i+1}-\Delta_i)$

L'aire sous la courbe bilinéaire est calculée par :

$A_{bilinéaire} = A_1 + A_2 = ((V_y \times \Delta_y) / 2) + ([(V_y+V_{max}) / 2] \times (\Delta_u-\Delta_y))$

Donc : $(V_y, \Delta_y) = (0.062, 2454.8)$

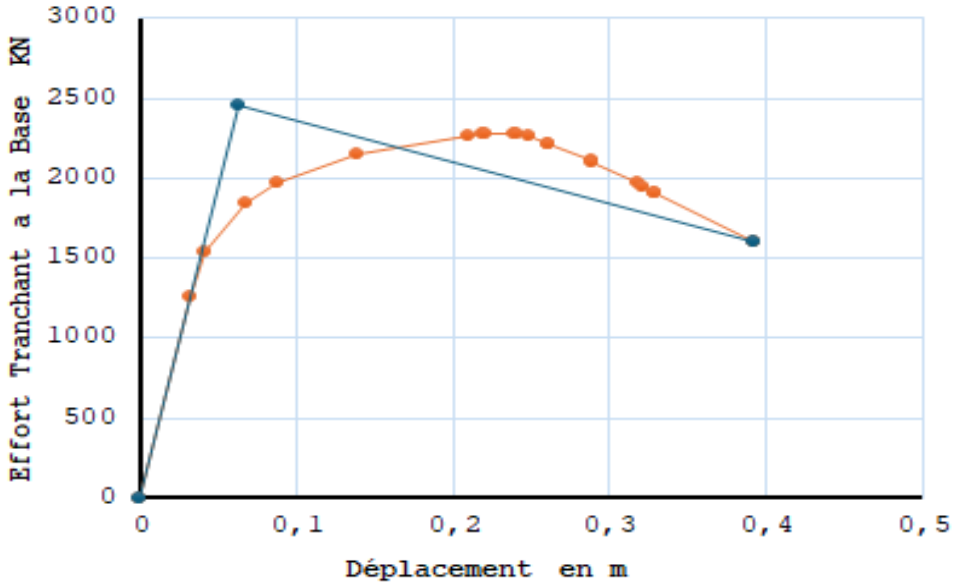


Figure 4.18 : Courbe bi-linéarisation de capacité pushover la Base et Déplacement

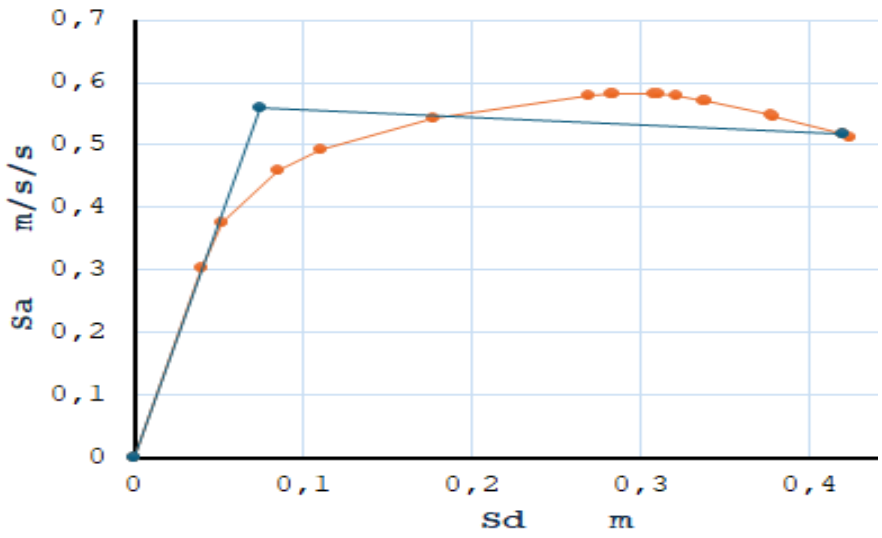


Figure 4.19 : courbe bi linéarisation selon la méthode ATC-40

Ductilité et amortissement effectif :

Les paramètres équivalents calculés selon la méthode ATC-40 montrent une amélioration du comportement non linéaire du modèle renforcé. L'accroissement du facteur (D_u) traduit une incursion plus marquée de la structure dans son régime de déformation plastique.

$D_u = D_p/D_c =$ 0.053/ 0.39213 =7.4

Tableau 4.25 : S_d *et* β_{eff} SAP2000

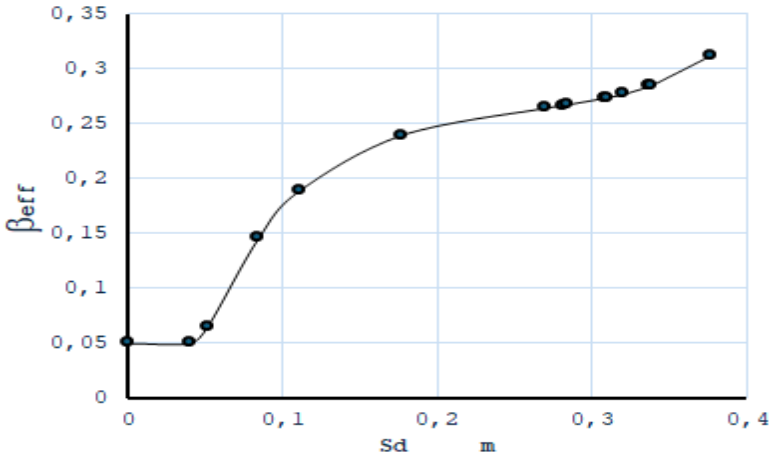


Figure 4.20 : Courbe S_d et β_{eff} selon la méthode ATC-40

Le calcul de la ductilité, de la période effective ainsi que de l'amortissement effectif met en évidence une meilleure capacité de dissipation d'énergie et une réduction de la vulnérabilité sismique du système structural.

Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite D_y=6.2 cm, et un effort tranchant élastique limite V_y=2454.8 KN.

Soit une raideur initiale (élastique) : K_e=36593 KN/m.

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

Performance Point (V, D)
(1671,302 , -0,053)

$K_p = V_p / D_p$ = 31534 KN/m.

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) est défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e.$$

I_d= 20.04%

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 20.04 %.

Point de performance :

Le point de performance du modèle renforcé a été déterminé dans le plan ADRS par l'intersection entre la courbe de capacité bi linéarisés et le spectre de demande réduit.

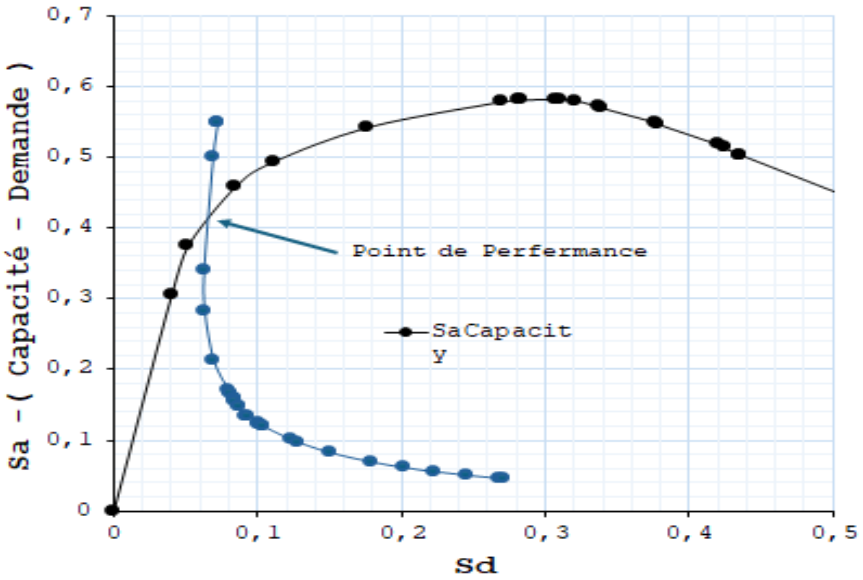


Figure 4.21 : Point de performance du modèle renforcé dans le plan ADRS.

Les résultats obtenus montrent une diminution du déplacement spectral au point de performance ainsi qu'une amélioration de la réponse globale de la structure sous sollicitations sismiques.

États de dommage, indice de dommage et rotules plastiques :

L'évaluation des états de dommage du modèle renforcé montre une amélioration significative du comportement sismique du château d'eau après l'ajout des colonnes supplémentaires.

Le modèle initial à 8 colonnes atteignait l'état de dommage DG3, traduisant un comportement non linéaire avancé accompagné d'un niveau de vulnérabilité relativement important. Après renforcement, le modèle à 12 colonnes présente une amélioration notable des performances sismiques avec une réduction du niveau de dommage vers l'état DG2.

Tableau 4.9 : des états de dommage après renforcement.

DG1	$s_d=0.4\ s_{dy}$	0.03
DG2	$s_d=0.8\ S_{dy}$	0.06
DG3	$s_d=s_{dy}+0.25\times(s_{du}-s_{dy})$	0.161
DG4	$s_d=0.75\ s_{du}$	0.315225
DG5	$s_d=s_{du}$	0.4203

Cette évolution traduit une diminution des déformations plastiques ainsi qu'une amélioration de la rigidité globale du système structural sous sollicitations sismiques.

L'indice de dommage calculé après renforcement montre également une réduction importante du niveau d'endommagement structural, confirmant l'efficacité du renforcement proposé.

Tableau 4.10 : Valeurs de l'indice de dommage après renforcement.

Sd (m)	Dép. élastique (m)	Dép. ultime (m)	Indice de Dommage	État de dommage
dm	**dy**	**du**	**DI**	**DI %**
0,072395	0,075	0,4203	-0,007544164	**0,8%**
0,072395	0,075	0,4203	-0,007544164	**0,8%**
0,069108	0,075	0,4203	-0,017063423	**1,7%**
0,062867	0,075	0,4203	-0,035137562	**3,5%**
0,063325	0,075	0,4203	-0,033811179	**3,4%**
0,069523	0,075	0,4203	-0,01586157	**1,6%**
0,079794	0,075	0,4203	0,013883579	**1,4%**

0,081103	0,075	0,4203	0,017674486	**1,8%**
0,081274	0,075	0,4203	0,018169708	**1,8%**
0,083816	0,075	0,4203	0,025531422	**2,6%**
0,084001	0,075	0,4203	0,026067188	**2,6%**
0,08516	0,075	0,4203	0,02942369	**2,9%**
0,087053	0,075	0,4203	0,034905879	**3,5%**
0,0872	0,075	0,4203	0,035331596	**3,5%**
0,092532	0,075	0,4203	0,050773241	**5,1%**
0,092833	0,075	0,4203	0,051644946	**5,2%**
0,100578	0,075	0,4203	0,074074718	**7,4%**
0,10152	0,075	0,4203	0,07680278	**7,7%**
0,103832	0,075	0,4203	0,083498407	**8,3%**
0,103833	0,075	0,4203	0,083501303	**8,4%**
0,123805	0,075	0,4203	0,141340863	**14,1%**
0,128228	0,075	0,4203	0,154150014	**15,4%**
0,151251	0,075	0,4203	0,220825369	**22,1%**
0,179421	0,075	0,4203	0,302406603	**30,2%**
0,202568	0,075	0,4203	0,369441066	**36,9%**
0,223816	0,075	0,4203	0,430975963	**43,1%**
0,245872	0,075	0,4203	0,494850854	**49,5%**
0,268204	0,075	0,4203	0,559525051	**56,0%**
0,272	0,075	0,4203	0,57051839	**57,1%**

L'indice de dommage (D) est de0.4, cela signifie que la structure n'a utilisé que 40 % de sa capacité pour le seuil de dommage considéré. On peut conclure concrètement :

État de la structure : Le château d'eau est dans un état de dommages légers à modérés. Il possède encore une marge de sécurité importante (60 % de réserve) avant d'atteindre le niveau critique choisi.

Performance sismique : La structure se comporte bien face à l'intensité du séisme testé. Elle est probablement restée dans son domaine élastique ou a commencé à subir des microfissurations superficielles (dans les éléments non structuraux comme les cloisons) sans compromettre sa stabilité globale.

Fonctionnalité : Dans la plupart des codes (comme l'Eurocode 8 ou le FEMA), un indice de 0,4 indique que le bâtiment reste opérationnel ou nécessite des réparations mineures et rapides après le séisme.

En résumé : C'est un résultat rassurant. La demande sismique est nettement inférieure à la capacité de résistance de l'ouvrage.

Mécanisme de ruine de la structure (TANK) au point de performance sous l'accélération sismique imposée :

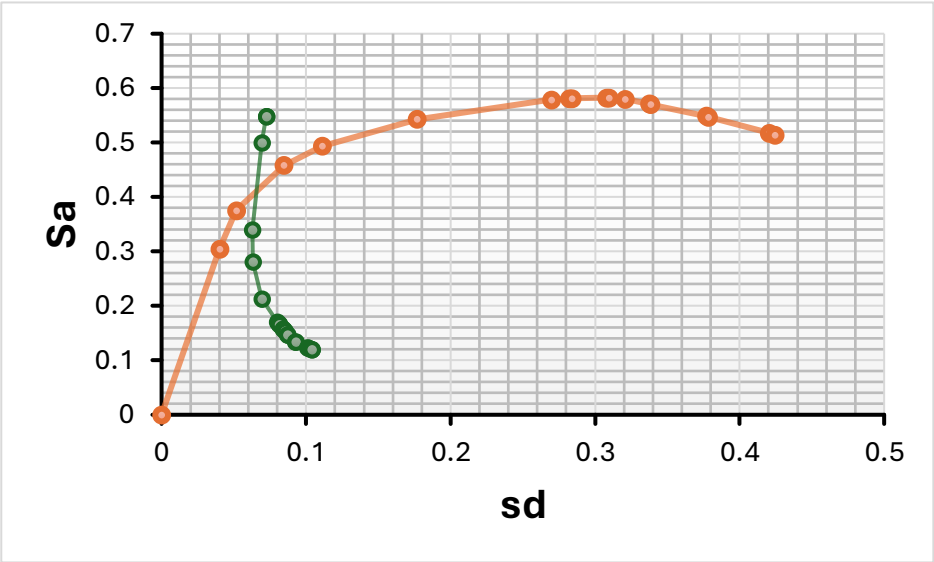


Figure 4.22 : Courbe Capacité – Demande au point de performance sous l'accélération sismique

Le mécanisme de ruine du portique de la structure (TANK) analysée sous **l'accéleration sismique imposée** est un mécanisme global, ou les rotules plastique sont formées dans Les rotules plastiques dans les poutres sont toutes de type « B », correspondant à l'atteinte de l'élément la limite élastique.

D'après la figure, en remarque que les rotules plastiques sont formées uniquement dans les poutres des niveaux, les rotules sont toutes de type (B), correspondent à l'atteinte de la limite élastique.

Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance :

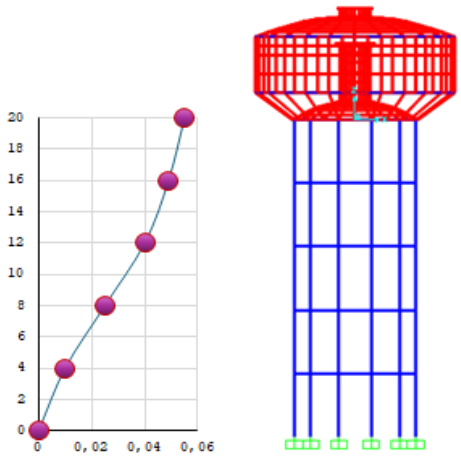


Figure 4.23 : Les déplacements latéraux au point de performance

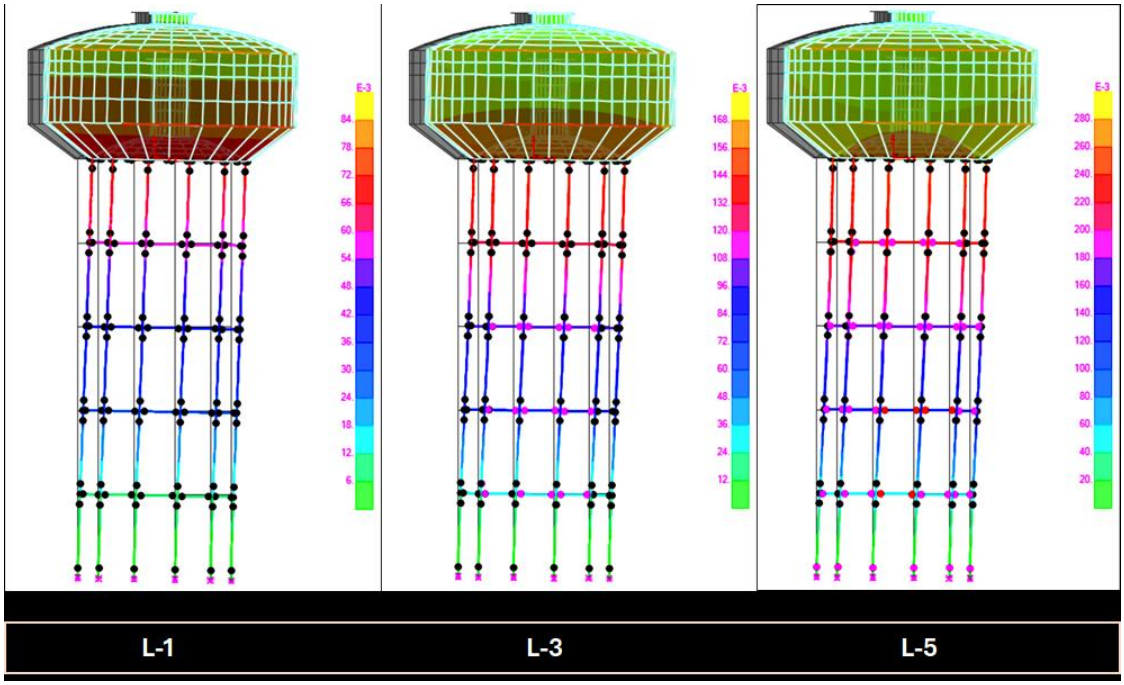


Figure 4.24 : Répartition des rotules plastiques après renforcement.

Les différentes étapes de l'analyse pushover montrent une évolution progressive du comportement non linéaire de la structure. Aux premières étapes, les déformations restent limitées et les éléments structuraux conservent majoritairement un comportement élastique. Avec l'augmentation des charges latérales, les premières rotules plastiques apparaissent au niveau des zones les plus sollicitées, principalement à la base des poteaux et dans certaines poutres de liaison.

L'évolution des rotules au cours des étapes successives met en évidence une redistribution progressive des efforts internes et une augmentation de la dissipation d'énergie par

comportement plastique. La concentration des déformations au niveau inférieur de la structure traduit un mécanisme global cohérent avec le comportement attendu d'un château d'eau soumis à une excitation sismique croissante.

A l'étape finale, la structure présente une plastification plus étendue, indiquant l'approche de l'état limite de performance tout en conservant une stabilité globale satisfaisante.

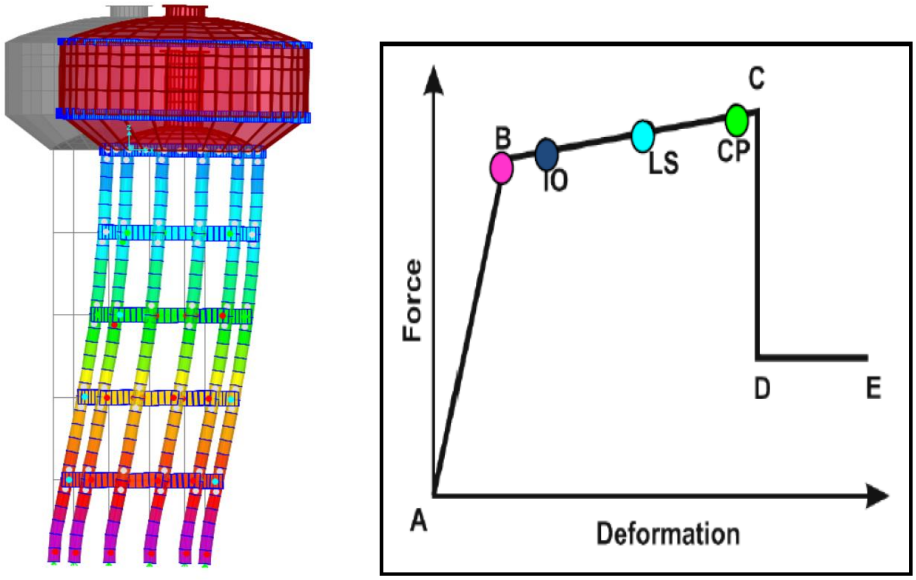


Figure 4.25 : Comportement du réservoir et états limites de performance

La courbe de performance des rotules plastiques met en évidence les différents niveaux de comportements sismiques croissants. La phase initiale A-B correspond au domaine élastique ou les déformations restent réversibles et ou la rigidité de la structure demeure pratiquement constante.

Le point IO (Immediate Occupancy) traduit un niveau de dommage faible, compatible avec le maintien de la fonctionnalité de l'ouvrage après séisme. L'état LS (Life Safety) correspond à un endommagement modéré caractérisé par le développement significatif des déformations plastiques tout en assurant la sécurité des occupants. Le niveau CP (Collapse Prevention) représente la limite ultime avant l'instabilité structurale, ou la structure conserve encore une capacité résiduelle sans effondrement total.

L4évolution vers les états D et E indique une dégradation importante de la rigidité de la résistance, associée à un comportement fortement non linéaire. Cette représentation permet ainse d'évaleur la capacité sismique globale du château d'eau ainsi que son niveau de performance vis-à-vis des exigences parasismiques.

L'échelle de déplacement affichée sur la structure met en évidence une déformation latérale maximale de l'ordre de 25×10^{-3} localisée principalement au niveau supérieur u château d'eau. Cette distribution des déplacements traduit une augmentation progressive de la flexibilité globale de la structure sous l'effet des sollicitations latérales. La concentration des déplacements au sommet est cohérente avec le comportement dynamique attendu des structures élancées, ou les effets de flexion dominent la réponse sismique globale.

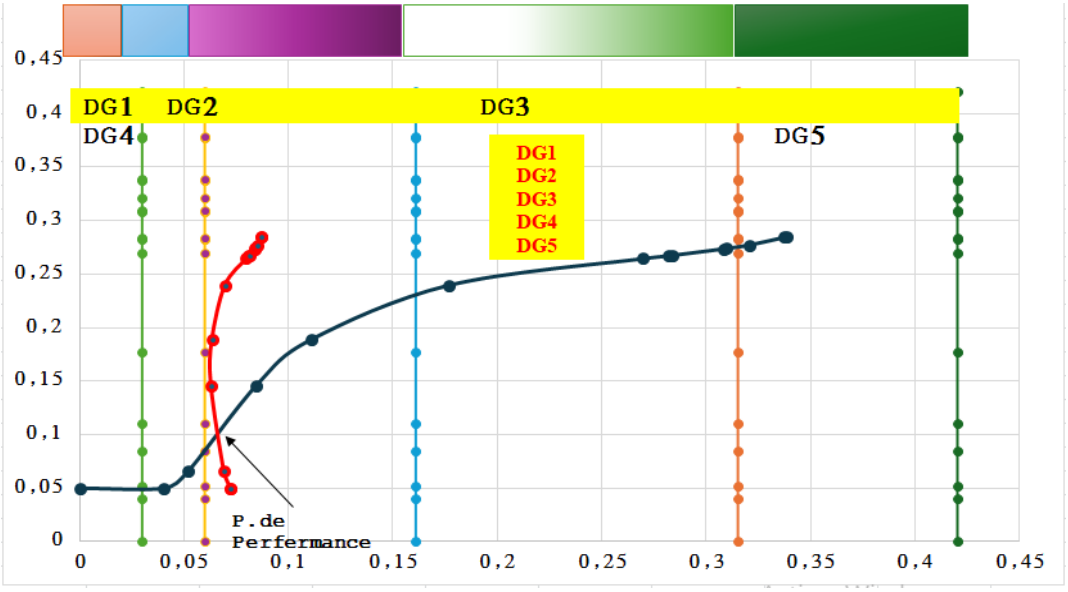


Figure 4.26 : Courbe domaines des degrés des dommages

Le passage de l'état de dommage DG3 à DG2 après renforcement met clairement en évidence une amélioration significative du comportement sismique du château d'eau. Cette évolution traduit une réduction des déformations plastiques ainsi qu'une meilleure maîtrise des non-linéarités structurales sous sollicitations dynamiques sévères.

L'augmentation du nombre de colonnes a permis d'améliorer la rigidité globale de la structure, de réduire la concentration des efforts internes et d'augmenter le niveau global de sécurité sismique du système structural.

Distribution des efforts internes et déplacements :

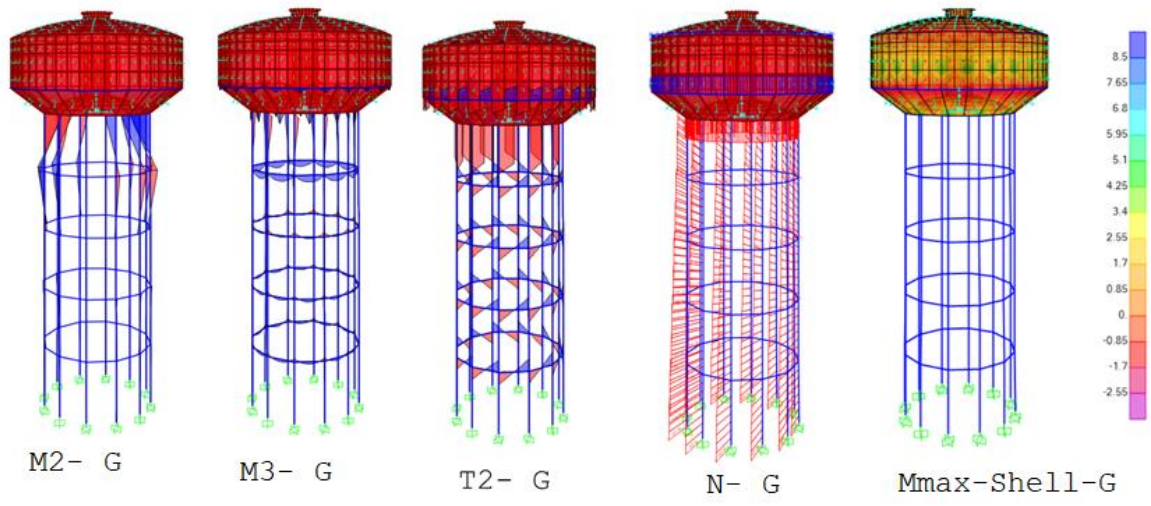


Figure 4.27 : Diagramme de M2, M3, T2 et N sous les Chagres Permanentes du modèle renforcé.

Sous l'effet des charges gravitaires, les diagrammes des efforts internes montrent une répartition relativement homogène des sollicitations dans l'ensemble de la structure renforcée. Les moments fléchissant M_2 et M_3 restent principalement concentrés au niveau de la cuve et des zones de liaison avec les éléments porteurs verticaux.

Les efforts tranchants T_2 mettent en évidence une transmission progressive des charges vers les colonnes, tandis que les efforts normaux N traduisent une bonne répartition des charges verticales après renforcement. Les contraintes maximales observées au niveau des éléments Shell restent globalement maîtrisées, indiquant un comportement structural stable sous charges permanentes.

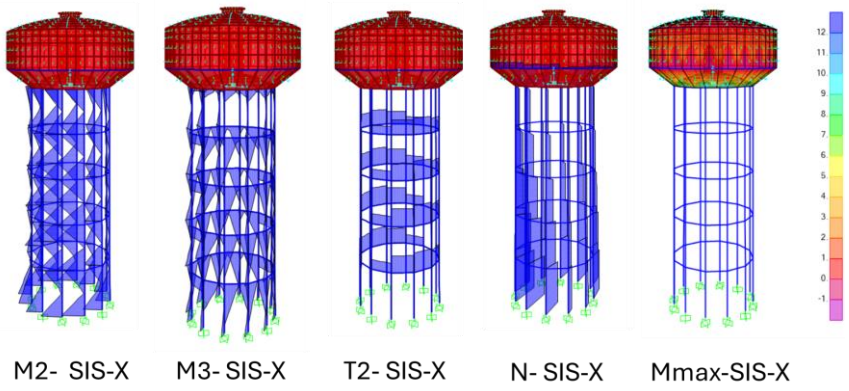


Figure 4.28: Diagramme de M2, M3, T2 et N sous la combinaison G+Q+E sous action sismique suivant la direction X

Sous l'action sismique suivant la direction X, les diagrammes des efforts internes mettent en évidence une augmentation des sollicitations dynamiques dans les éléments structuraux du château d'eau. Les moments fléchissant et les efforts tranchants restent principalement concentrés dans les zones de transition entre la cuve et les colonnes porteuses.

L'ajout des colonnes supplémentaires a permis une meilleure redistribution des efforts sismiques ainsi qu'une diminution des concentrations locales de contraintes. Les résultats obtenus traduisent une amélioration significative du comportement dynamique global de la structure renforcée.

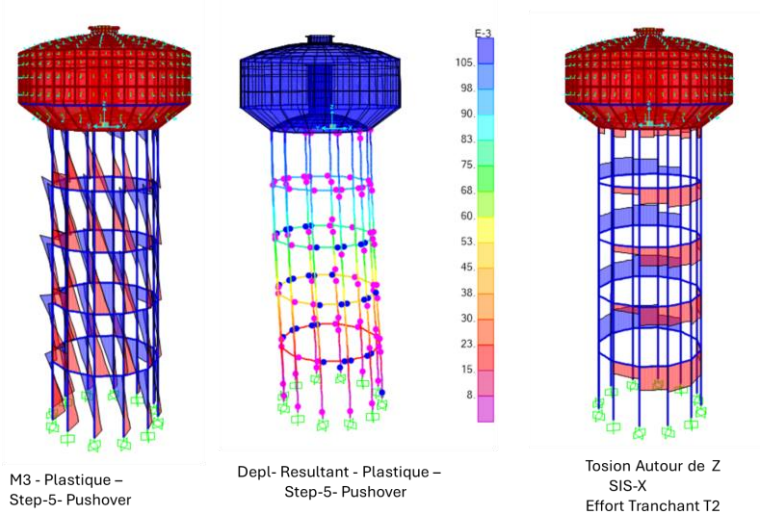


Figure 4.29 : Diagramme de M3, Dep. Et T engendre par la Torsion Pour le pas Step-5et N sous la combinaison G+Q+E

Les résultats obtenus à l'étape 5 de l'analyse pushover mettent en évidence une réponse structurelle non linéaire caractérisée par le développement simultané des déplacements latéraux, des efforts de torsion et des moments internes dans les éléments porteurs. La répartition du moment M_3 montre une concentration plus importante des sollicitations dans les zones de liaison entre le réservoir et le système porteur, traduisant une mobilisation progressive de la capacité résistante de la structure.

La carte des déplacements indique une augmentation graduelle des déformations vers la partie supérieure du château d'eau, ce qui est cohérent avec le comportement d'une structure élancée soumise à des actions horizontales. Par ailleurs, la présence d'une torsion autour de l'axe vertical Z révèle une réponse tridimensionnelle de l'ouvrage, résultant de la distribution des masses et de la rigidité globale du système. Cette interaction entre flexion, déplacement latéral et torsion constitue un indicateur important de la performance sismique du château d'eau et permet d'identifier les zones les plus sollicitées au cours de l'analyse non linéaire.

4.13 .Conclusion :

Une analyse numérique approfondie du comportement sismique d'un réservoir d'eau surélevé en béton armé a été conduite à l'aide du logiciel SAP2000, en combinant une analyse dynamique modale et une analyse non linéaire par la méthode *Pushover* associée à la méthode du spectre de capacité ATC-40.

Les résultats obtenus sur le modèle initial, constitué de huit colonnes porteuses, ont révélé une résistance satisfaisante dans le domaine élastique. Néanmoins, sous l'effet de sollicitations sismiques intenses, la structure a manifesté un comportement nettement non linéaire, caractérisé par une dégradation progressive de la rigidité et une amplification des déformations. Ce constat s'est traduit par l'atteinte d'un niveau de dommage **DG3**, correspondant à des dégradations structurelles significatives et justifiant la nécessité d'une amélioration de la performance sismique de l'ouvrage.

En réponse à ce diagnostic, une solution de renforcement a été proposée, consistant à porter le nombre de colonnes de huit à douze. Cette modification vise à accroître la rigidité latérale globale de la structure, à optimiser la répartition des efforts internes et à limiter les déplacements induits par le séisme. L'analyse comparative des deux configurations a démontré l'efficacité de cette stratégie de renforcement : les caractéristiques dynamiques de la structure ont été sensiblement améliorées, les déformations et déplacements spectraux ont été réduits, et le niveau de détérioration structurelle a été significativement abaissé. Le modèle renforcé a ainsi évolué du niveau de dommage **DG3** vers le niveau **DG2**, attestant d'une amélioration substantielle de la performance sismique, d'une meilleure maîtrise du développement des déformations plastiques et d'une stabilité globale accrue sous séisme de dimensionnement.

Ce résultat confirme que le renforcement du système porteur ne se limite pas à augmenter la résistance de la structure, mais contribue également à optimiser le mécanisme de transmission et de redistribution des forces sismiques, avec un effet bénéfique direct sur le comportement d'ensemble de l'ouvrage.

Ces conclusions illustrent de manière convaincante l'apport des méthodes d'analyse non linéaires dans l'évaluation et l'amélioration de la performance sismique des structures existantes. Le passage du niveau de dommage **DG3** à **DG2**, consécutif au renforcement par ajout de colonnes, met en évidence l'influence déterminante de la rigidité latérale sur la réponse globale des réservoirs surélevés, structures intrinsèquement sensibles aux effets sismiques en raison de leur centre de masse élevé. Sur le plan méthodologique, la démarche adoptée —

diagnostic sur modèle initial, proposition de renforcement et validation comparative — constitue une approche structurée et reproductible, pleinement adaptée aux exigences de l'ingénierie parasismique moderne. Il convient toutefois de souligner que d'autres stratégies de renforcement, telles que l'ajout de contreventements, l'introduction d'amortisseurs ou l'utilisation de voiles en béton armé, pourraient être envisagées et comparées afin d'identifier la solution la plus performante et la plus économique selon les contraintes propres à chaque ouvrage.

Chapitre 5

Prise en compte de l'effet de l'interaction sol–structure (ISS)

5.1 Introduction :

L'interaction sol–structure constitue l'un des phénomènes fondamentaux étudiés en génie parasismique moderne. Lors d'un séisme, la réponse dynamique d'un ouvrage ne dépend pas uniquement des caractéristiques mécaniques de la structure, mais également des propriétés physiques et dynamiques du sol supportant les fondations. Le comportement global du système résulte ainsi d'un couplage entre le mouvement du terrain, les fondations et la superstructure.

Dans les approches classiques de calcul, les structures sont généralement considérées comme parfaitement encastrées à leur base. Cette hypothèse simplificatrice permet de faciliter les modélisations numériques ainsi que les calculs dynamiques. Toutefois, dans les conditions réelles, le sol possède une certaine déformabilité qui influence directement la transmission des sollicitations sismiques vers la structure. La flexibilité du sol peut alors modifier les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage, notamment la rigidité globale, les périodes propres de vibration, les déplacements latéraux ainsi que la distribution des efforts internes.

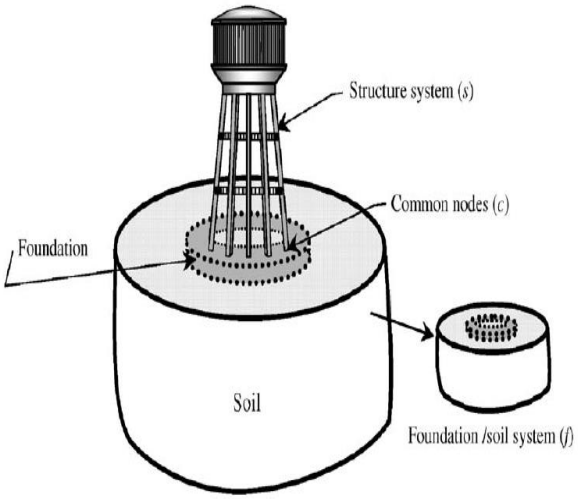


Figure 5.1 : Représentation schématique de

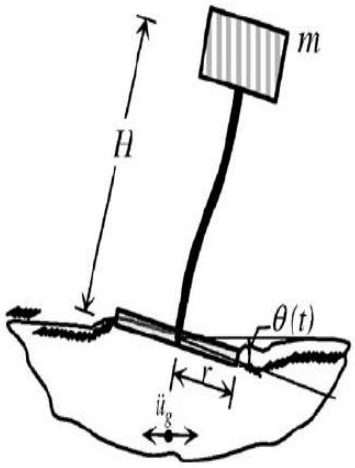


Figure 5.2 -Modèle mathématique

L'interaction sol–structure pour un château d'eau. Les effets de l'interaction sol–structure deviennent particulièrement importants pour les structures élancées ou présentant une masse concentrée en partie supérieure, comme les châteaux d'eau en béton armé. Sous l'action sismique, les forces d'inertie générées au niveau du réservoir provoquent des sollicitations importantes au niveau des appuis et des fondations. Dans ce cas, la déformabilité du sol peut entraîner une augmentation de la souplesse globale du système et modifier sensiblement la réponse dynamique de la structure.

L'interaction sol–structure se manifeste principalement à travers deux mécanismes essentiels : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique correspond à la

modification du mouvement sismique incident au voisinage des fondations sous l'effet de la présence de la structure et de la rigidité de la fondation. Quant à l'interaction inertielle, elle résulte des forces dynamiques transmises par la superstructure vers le sol, provoquant des déplacements supplémentaires et des rotations au niveau des fondations. Ces phénomènes conduisent généralement à une augmentation des périodes fondamentales et à une modification du comportement vibratoire de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, l'interaction sol–structure est prise en considération à travers une modélisation simplifiée basée sur l'utilisation de ressorts équivalents représentant la flexibilité du sol. Cette approche permet d'introduire les caractéristiques mécaniques du terrain dans le modèle numérique développé sous SAP2000 tout en conservant une modélisation relativement simple et adaptée aux objectifs du présent travail.

Le présent chapitre a pour objectif d'étudier l'influence de la flexibilité du sol sur le comportement dynamique et sismique du château d'eau étudié. Une comparaison est effectuée entre le modèle à base encastrée et le modèle intégrant l'interaction sol–structure afin d'évaluer l'évolution des périodes propres, des déplacements sismiques, de la rigidité globale ainsi que du point de performance obtenu à partir de l'analyse pushover.

5.2 Modélisation de l'interaction sol–structure :

Dans cette étude, l'interaction sol–structure est prise en compte afin d'évaluer l'influence de la flexibilité du sol sur la réponse dynamique du château d'eau. Contrairement à l'hypothèse classique d'encastrement parfait, le comportement réel des fondations est modélisé en intégrant la déformabilité du sol.

Cette modélisation est réalisée en remplaçant le massif de sol par des ressorts équivalents, introduits au niveau des appuis de la structure dans le modèle numérique développé sous SAP2000.

Cette approche permet de représenter de manière simplifiée les déplacements et rotations possibles à la base de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations sismiques.

L'objectif principal de cette modélisation est de comparer le comportement dynamique de la structure dans deux cas : un modèle à base rigide (encastrée) et un modèle à base flexible intégrant l'interaction sol–structure.

5.2.1 Hypothèses de modélisation :

Représenter le comportement du système sol–fondation–structure. Le sol est supposé homogène et élastique, et son comportement est représenté par des raideurs équivalentes sous forme de ressorts linéaires.

La structure est considérée comme ayant un comportement linéaire élastique dans cette phase d'analyse. Les fondations sont modélisées comme des appuis semi-rigides permettant des déplacements et des rotations dans les directions principales.

Les ressorts introduits représentent les rigidités statiques du sol selon les degrés de liberté principaux (vertical, horizontal et rotationnel). Ces rigidités seront calculées dans la section suivante à partir des caractéristiques mécaniques du sol et des dimensions de la fondation.

Enfin, l'action sismique est appliquée de manière identique pour les deux modèles (encastré et flexible) afin de permettre une comparaison objective des résultats.

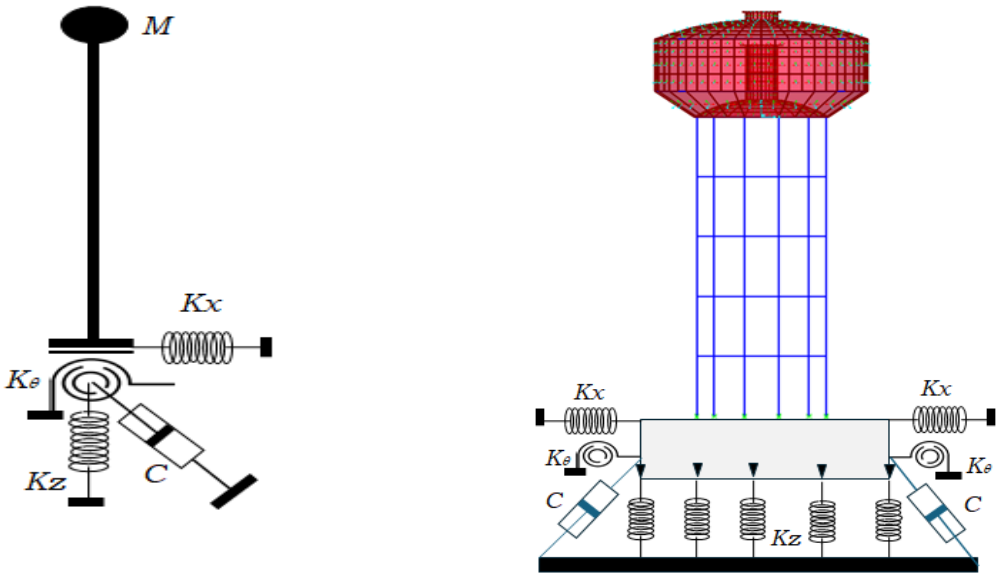


Figure 5.3 : Degrés de liberté considérés pour les ressorts de fondation

5.2.2 Calcul de la rigidité statique du sol :

Dans le cadre de la modélisation de l'interaction sol–structure, il est nécessaire de déterminer les rigidités équivalentes du sol afin de représenter la flexibilité des fondations dans le modèle numérique. Ces rigidités permettent de simuler le comportement réel du système sol–fondation à travers des ressorts introduits au niveau des appuis de la structure sous SAP2000.

Les raideurs statiques dépendent principalement des caractéristiques mécaniques du sol ainsi que des dimensions de la fondation. Dans cette étude, les rigidités sont évaluées à partir des

formulations simplifiées généralement utilisées dans les analyses dynamiques des structures fondées superficiellement.

Les propriétés mécaniques du sol utilisées dans les calculs sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques du sol

Paramètre	Symbole	Valeur
Module d'élasticité du sol	E	180000kN/m^2
Coefficient de Poisson	v	0.3
Module de cisaillement	G	69231kN/m^2
Rayon / dimension équivalente de la fondation	r_0	4m

Le module de cisaillement du sol est déterminé à partir de la relation suivante :

$G=E/2\times(1+v)$

Après détermination des propriétés mécaniques du sol, les rigidités statiques équivalentes sont calculées pour les principaux degrés de liberté considérés dans la modélisation. Les expressions utilisées dans cette étude sont données ci-dessous.

Tabeau 5.2 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique

Degré de liberté	Raideur statique
Verticale	$\mathbf{K_z = (4.G.r_0)/(1- v)}$
Horizontale	$\mathbf{K_x= (32.\ (1- v).\ G.r_0)/\ (7-8\ v)}$
Balancement	$\mathbf{K_\Theta= (8.\ G.r_0^3)/\ (3.\ ((1- v))}$

Les calculs des différentes rigidités sont effectués en remplaçant les paramètres mécaniques et géométriques par leurs valeurs correspondantes. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant.

Kz = (4.69231.4)/(1-0.3) = 1582423 KN/m .....Kz /12 = 131828.6 KN/m

Kx = (32. (1-0.3).69231.4)/(7-0.3.8) = 1348500 KN/m..... Kx /12 = 112375 KN/m

$K_\Theta = (8.69231.4^3)/ (3.0.7) = 16879177$ KN.m/rad ..... $K_\Theta /12 =1406598.1$ KN.m/r

Les rigidités calculées sont ensuite introduites dans le modèle numérique sous forme de ressorts équivalents au niveau des appuis de la structure. Cette approche permet de reproduire de manière simplifiée la déformabilité du sol et son influence sur la réponse dynamique globale du château d'eau.

5.3. Analyse modale avec interaction sol–structure :

Après l'introduction des rigidités équivalentes du sol dans le modèle numérique, une analyse modale est réalisée afin d'évaluer l'influence de l'interaction sol–structure sur le comportement dynamique du château d'eau. Cette analyse permet notamment de déterminer les périodes propres de vibration ainsi que les modes dominants de la structure dans le cas d'une base flexible.

L'introduction de la flexibilité du sol modifie les caractéristiques dynamiques globales du système. En effet, la présence des ressorts au niveau des fondations réduit la rigidité globale de la structure, ce qui entraîne généralement une augmentation des périodes propres de vibration par rapport au modèle parfaitement encastré étudié précédemment.

Comparaison des Résultats des périodes fondamentales :

Base encastrée…….. 0.911 s

Base flexible……. 1.27 s

Ecart : 28.27 %

L'analyse des résultats montre que les périodes propres augmentent après la prise en compte de l'interaction sol–structure. Cette augmentation est directement liée à la diminution de la rigidité globale du système causée par la déformabilité du sol au niveau des fondations. Le premier mode de vibration reste dominant dans la réponse dynamique de la structure. Toutefois, l'introduction des ressorts modifie légèrement le comportement vibratoire du château d'eau, notamment au niveau des déplacements latéraux et des rotations à la base.

Cette augmentation des périodes propres traduit une augmentation de la souplesse globale du système structure–fondation. Par conséquent, la structure devient plus flexible sous l'action sismique, ce qui peut conduire à une amplification des déplacements horizontaux.

5.4. Analyse pushover avec interaction sol–structure :

Afin d'évaluer l'influence de la flexibilité du sol sur le comportement sismique du château d'eau, une analyse pushover est réalisée sur le modèle intégrant l'interaction sol–structure.

Cette analyse permet d'étudier l'évolution de la capacité résistante de la structure ainsi que son comportement global sous chargement sismique progressif.

L'analyse est effectuée sous SAP2000 en appliquant des forces latérales croissantes jusqu'à l'atteinte des niveaux de déplacement correspondant à la réponse non linéaire de la structure. Les ressorts introduits au niveau des fondations permettent de prendre en considération la souplesse du sol durant le processus de chargement.

Les résultats obtenus montrent que la flexibilité du sol influence directement la rigidité initiale de la structure ainsi que sa capacité globale. En effet, l'introduction des ressorts équivalents entraîne une diminution de la pente initiale de la courbe de capacité, traduisant une réduction de la rigidité latérale du système.

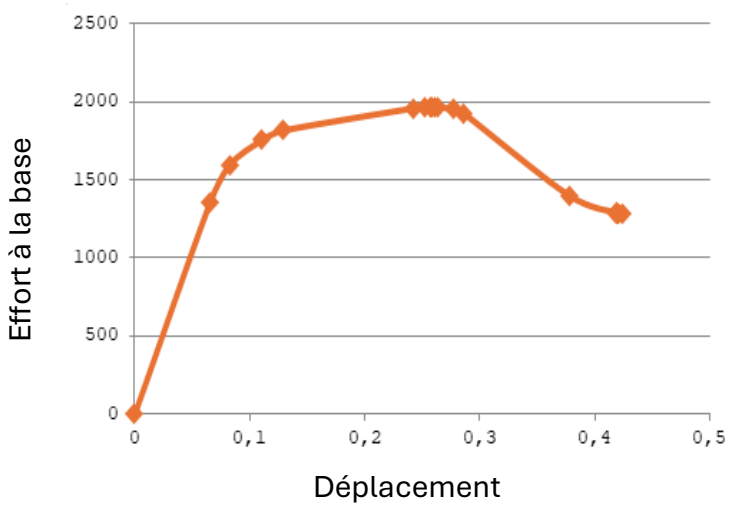


Figure 5.4 : Courbe de capacité du château d'eau avec interaction sol–structure

La comparaison entre les courbes de capacité des deux modèles montre que le comportement de la structure devient plus flexible lorsque l'interaction sol–structure est prise en compte. Cette flexibilité supplémentaire conduit généralement à une augmentation des déplacements latéraux pour des niveaux d'efforts similaires.

Par ailleurs, la réduction de la rigidité globale du système provoque un déplacement du point de performance vers des valeurs de déplacement plus importantes. Ce comportement traduit l'influence directe de la déformabilité du sol sur la réponse sismique globale du château d'eau.

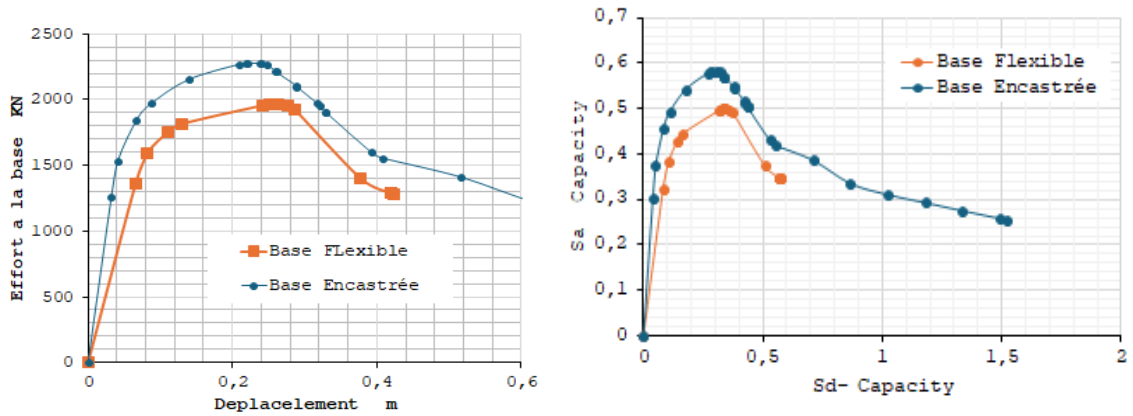


Figure 5.5 : Comparaison des courbes de capacité pour les modèles encastrés et flexibles

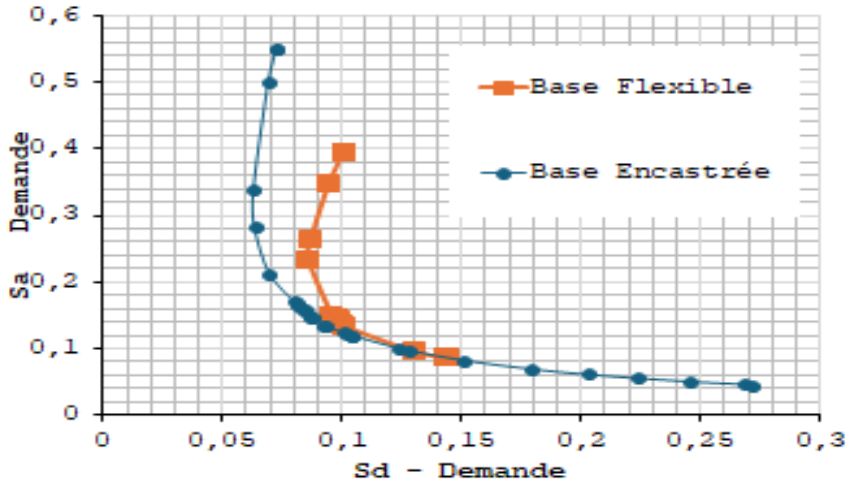


Figure 5.6 : Comparaison des courbes de demande pour les modèles encastré et flexible

5.4.1. Point de performance :

Le point de performance représente l'état d'équilibre entre la capacité résistante de la structure et la demande sismique imposée. Il constitue un indicateur essentiel pour l'évaluation du comportement global de l'ouvrage sous action sismique.

Après introduction de l'interaction sol–structure, une modification du point de performance est observée. Les résultats montrent un déplacement du point de performance vers des déplacements plus élevés par rapport au modèle à base encastrée. Cette évolution est principalement liée à l'augmentation de la flexibilité du système structure–fondation.

L'augmentation du déplacement au point de performance traduit une amplification de la réponse latérale de la structure sous l'effet de la déformabilité du sol. Toutefois, cette modification reste directement dépendante des caractéristiques mécaniques du terrain ainsi que des rigidités introduites dans le modèle numérique.

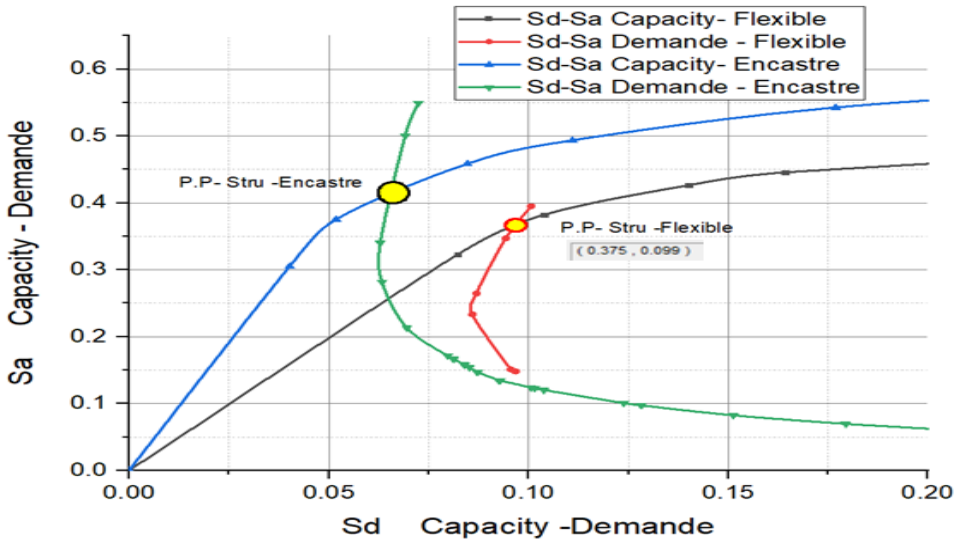


Figure 5.7 : Influence de l'interaction sol–structure sur le point de performance

L'analyse comparative des points de performance montre que le modèle flexible présente des déplacements plus importants que le modèle à base encastrée. Le déplacement du point de performance vers des valeurs plus élevées traduit l'augmentation de la souplesse globale du système due à la flexibilité du sol. Cette évolution indique que l'interaction sol–structure modifie la réponse dynamique du château d'eau en augmentant les déplacements latéraux sous l'action sismique. La diminution de la rigidité globale du système entraîne ainsi une modification de la capacité et de la demande sismique de la structure.

5.5. Comparaison des déplacements sismiques :

L'étude comparative des déplacements sismiques permet d'évaluer l'influence directe de l'interaction sol–structure sur la réponse globale du château d'eau. Les déplacements maximaux obtenus à partir des analyses réalisées sous SAP2000 sont comparés pour les deux modèles étudiés : base encastrée et base flexible.

Les résultats montrent une augmentation des déplacements latéraux après introduction de la flexibilité du sol. Cette évolution est principalement liée à la diminution de la rigidité globale du système structure–fondation, ce qui conduit à une augmentation de la souplesse de la structure sous l'action sismique.

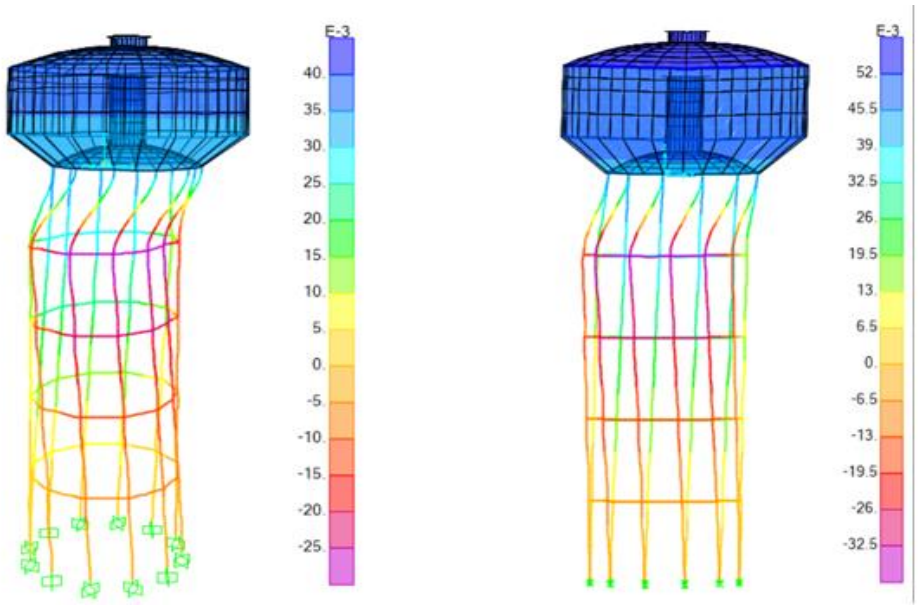


Figure 5.8 : Comparaison des déplacements sismiques dans le sens -X des modèles encastrés et flexibles

Pour le modèle à base encastrée, le déplacement maximal obtenu au sommet du château d'eau est égal à : $\Delta_{enc}=25.10^{-3}$ m.

Tandis que le modèle intégrant l'interaction sol–structure présente un déplacement maximal de : $\Delta_{flex}=32.5.10^{-3}$ m.

Cette augmentation des déplacements confirme l'influence significative de la flexibilité du sol sur la réponse dynamique de la structure. La présence des ressorts au niveau des fondations réduit la rigidité latérale globale, ce qui favorise l'amplification des déplacements horizontaux au niveau du réservoir et des poteaux supportant la structure.

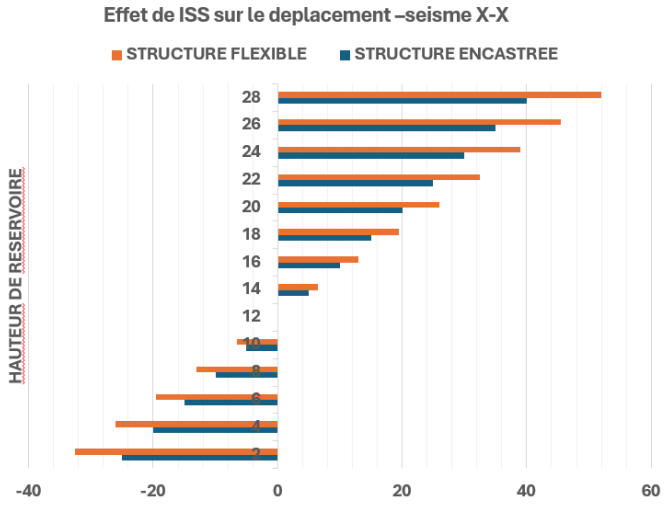


Figure 5.9 : Effet de l'interaction sol–structure sur le déplacement sismique du château d'eau

L'augmentation observée des déplacements sismiques met en évidence l'effet direct de l'interaction sol–structure sur le comportement global du château d'eau. La flexibilité introduite au niveau des fondations entraîne une amplification de la réponse latérale de la structure sous excitation sismique. Cette amplification reste cohérente avec l'augmentation des périodes propres et la réduction de la rigidité globale observées dans les sections précédentes. Les résultats obtenus montrent ainsi que la prise en compte de l'interaction sol–structure conduit à une réponse dynamique plus flexible par rapport au modèle parfaitement encastré.

5.6. Conclusion :

Les analyses numériques conduites ont permis de caractériser le comportement dynamique des réservoirs en béton armé en intégrant explicitement les effets de l'interaction sol-structure. Il en ressort que la période fondamentale de vibration des réservoirs surélevés augmente de façon significative lorsque cette interaction est prise en compte, en particulier sur des sites à sols meubles, comparativement aux modèles supposant un encastrement parfait à la base ou reposant sur un substratum rocheux.

Les résultats de cette partie d'étude mettent en lumière le rôle fondamental de l'interaction sol-structure dans l'évaluation du comportement sismique des réservoirs d'eau surélevés en béton armé. L'hypothèse simplificatrice de l'encastrement parfait à la base, bien qu'encore couramment adoptée dans la pratique courante de l'ingénierie, peut conduire à une sous-estimation significative de la période fondamentale et, par conséquent, à une appréciation erronée de la performance sismique réelle de l'ouvrage. Les écarts constatés sur les coordonnées du point de performance — de l'ordre de 51,2 % en Sd et 9,5 % en Sa — confirment que négliger l'interaction sol-structure peut induire des erreurs non négligeables dans le dimensionnement et l'évaluation des structures. Il apparaît donc indispensable d'intégrer cet effet dans les modèles de calcul, notamment pour les ouvrages implantés sur des sols meubles, afin de garantir une conception parasismique fiable et représentative des conditions réelles de site. Ces conclusions ouvrent également la voie à des investigations complémentaires, portant notamment sur l'influence de la variabilité des propriétés du sol, la non-linéarité du comportement du sol et l'optimisation des stratégies de fondation pour améliorer la résilience sismique de ce type d'ouvrage.

Conclusion générale :

Le travail présenté a pour objectif d'estimer les courbes capacité-demande des réservoirs surélevés. Les typologies étudiées reposent sur des paramètres géométriques et structuraux simples (sections des poteaux, longueurs plastiques, nombre de niveaux et cuve). L'évaluation des capacités est réalisée selon les méthodes de performance, approche moderne en ingénierie parasismique.

L'intérêt principal est de simplifier l'application des règles parasismiques en fournissant aux ingénieurs des outils de calcul compatibles avec la démarche par performance. L'analyse pushover est mise en avant comme un outil efficace pour :

- Comparer des schémas de renforcement de châteaux d'eau existants
- Évaluer le comportement attendu de nouvelles structures lors de séismes futurs

Les résultats de l'analyse pushover (courbes de demande et capacité, localisation des rotules plastiques) permettent d'obtenir un diagnostic clair du comportement global de la structure.

L'analyse sismique du château d'eau a été menée selon deux approches complémentaires :

- Méthodes simplifiées : estimation des efforts internes et dimensionnement des armatures face aux sollicitations sismiques et hydrodynamiques
- Modélisation numérique (SAP2000) : modèle 3D en éléments finis avec analyse modale

La comparaison entre les résultats obtenus pas les deux méthodes nous a permis de conclure que la méthode statique équivalente proposée par RPA2024 surestime les efforts sismiques que les résultats obtenus par le dimensionnement avec utilisation de la méthode statique non linéaire (pushover) dans un niveau (IO). Les résultats des deux méthodes se confirment mutuellement, renforçant la fiabilité de l'étude.

L'analyse Pushover, intégrée dans une approche par performance, permet d'appliquer les règles parasismiques et d'évaluer le comportement sismique des réservoirs. Elle fournit un diagnostic précis à travers la demande, la capacité et la localisation des rotules plastiques.

Appliquée au château d'eau, cette méthode révèle que la structure fonctionne dans le domaine élastique surtout dans la deuxième variante de 12 supports- Poteaux, grâce à sa rigidité élevée, confirmant ainsi sa bonne résistance aux sollicitations sismiques.

La réponse critique se produit dans le cas d'un réservoir plein. Ce résultat s'explique par le fait que les pressions hydrodynamiques sont plus élevées dans un réservoir rempli que dans un réservoir vide.

La performance de l'ouvrage en zone III se situe globalement dans le domaine élastique, ce qui confirme que son comportement est adapté aux sollicitations sismiques propres à cette région et que sa capacité portante reste préservée. Par conséquent, la structure ne nécessite ni renforcement ni redimensionnement. De plus, le système de contreventement constitué de voiles en béton armé s'avère particulièrement adapté pour ce type d'ouvrage implanté en zone sismique. En revanche, certains réservoirs surélevés appuyés sur un nombre limité de poteaux (5 à 7) montrent rapidement leurs limites surtout pour les capacités supérieures à 250 M3, la plastification des éléments porteurs se produisant de façon précoce. Il est recommandé de :

- Réévaluer la distribution des efforts et la ductilité des poteaux via analyses non linéaires poussées (pushover, ou analyses spectrales temporelles) ;
- Envisager l'augmentation du nombre de supports ou le renforcement local des poteaux (armatures supplémentaires, étriers rapprochés, noyaux en béton hautes performances) pour éviter une plastification précoce ;
- Vérifier les détails de liaison poteau-Poutre et les fondations pour prévenir la formation de mécanismes de renversement ou de flambement local.

Ces mesures permettront d'assurer une marge de sécurité suffisante et une meilleure ductilité globale pour les configurations à faible redondance structurale.

Le comportement dynamique d'une structure lors d'un séisme résulte de l'interaction étroite entre la superstructure, la fondation et le sol environnant, chacun de ces éléments contribuant de manière interdépendante à la réponse globale face aux sollicitations sismiques.

Les analyses numériques ont permis de mettre en évidence le comportement dynamique des réservoirs en béton armé en tenant compte de l'interaction sol-structure. Il ressort que la période fondamentale de vibration des réservoirs surélevés augmente de manière significative lorsque cette interaction est considérée, notamment sur des sites meubles, par rapport aux modèles encastrés ou implantés sur un sol rocheux.

La comparaison du modèle encastré à sa base s'éloigne de la méthode classique base encastrée qui est très fréquenté par les ingénieures. En effet, La variations dans les coordonnées de points de performance en Sd est de 51.2% et 9.5% dans Sa.

Il convient de souligner que, sur la base du niveau de dommage constaté - correspondant au déplacement maximal de la structure issu de l'analyse Pushover-, la structure présente des dommages de niveau IO (Immediate Occupancy), n'affectant pas sa stabilité globale. Ce résultat s'avère en concordance avec les préconisations du RPA2024.

Le renforcement par ajout de colonnes, ayant permis de réduire le niveau de dommage de DG3 à DG2, confirme le rôle clé de la rigidité latérale dans la réponse sismique des réservoirs surélevés. La démarche méthodologique adoptée — alliant diagnostic, renforcement et validation comparative — s'inscrit pleinement dans les exigences de l'ingénierie parasismique moderne. D'autres solutions de renforcement, telles que les contreventements, les amortisseurs ou les voiles en béton armé, mériteraient néanmoins d'être explorées pour identifier l'option la plus adaptée à chaque configuration structurelle.

Liste des figures :

Figure1.1: Schéma statque……....11
Figure 1.2: Modèle d'un réservoir 12
Figure 1.3: Modèle à deux masses pour les réservoirs surélevés suggéré par Housner.[7] 13
Figure 1.4: Réponse sismique d'un château d'eau surélevé 15
Figure 1.5: Modes de défaillance des châteaux d'eau sous séisme 16
Figure 1.6: Phénomène de sloshing dans un réservoir soumis à un séisme 17
Figure 1.7: Interaction sol–structure pour un château d'eau sous action sismique 18
Figure 1.8: Courbe de capacité d'une structure obtenue par analyse pushover 21
Figure 1.9: Formation des rotules plastiques dans une structure en béton armé sous séisme 22
Figure 1.10: spectre de capacité, et spectre de demande et le point de performance.....24
Figure 1.11 : Philosophie du Performance-Based Design (IO / LS / CP diagram).....25
Figure 1.12 : Modélisation impulsive–convective du comportement dynamique d'un château d'eau selon Housner 26
Figure 2.1 : Modèle simplifié impulsif–convectif de Housner pour un château d'eau.....33
Figure 2.2 : Spectre de réponse élastique en accélération (Sa–T).....39
Figure 2.3 : Transformation du spectre de réponse du format Sa–T vers le format ADRS (Sa–Sd) 39
Figure 2.4 : Principe de l'analyse pushover appliquée à une structure en béton armé 40
Figure 2.5 : Formation et évolution des rotules plastiques dans une structure sous séisme.....41
Figure 2.6 : Principe de la méthode du Capacity Spectrum selon ATC-40.....42
Figure 2.7 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité 43
Figure2.8 : Détermination graphique du point de performance selon ATC-40 43
Figure2.9 : Définition des niveaux de performance IO, LS et CP selon FEMA 356.....46
Figure 3.1 : Modélisation impulsive–convective du comportement dynamique d'un château d'eau.....61
Figure 4.1 : Définition des charges d'exploitation (LL) (Live Load).....75
Figure 4.2 : Spectre de réponse sismique selon le RPA2024 76
Figure 4.3 : Définition des propriétés non linéaires des rotules plastiques.....77
Figure 4.4 : Premier mode de vibration du château d'eau. 78
Figure 4.5: Troisième mode de vibration du château d'eau. 78
Figure 4.6 : Courbe de capacité (Vb-Δ) obtenue à partir de l'analyse pushover. 79
Figure 4.7 : Transformation de la courbe de capacité- en format ADRS (Sa-Sd) ATC40……81
Figure 4.8 : Courbe capacité et bi linéarisation ATC40.....84
Figure 4.9 : Courbe capacité et demande et le point de performance -méthode ATC-40……86
Figure 4.10 -Valeurs de Beff en fonction de Sd.....88
Figure 4.11 : courbe Beff ATC-40.....88
Figure 4.12 (a,b) : courbe domaines des degrés des dommages 89
Figure 4.13 : Courbe de Formation des rotules plastiques FEMA 356.....92
Figure 4.14 : La géométrie générale du réservoir12 colonnes 95
Figure 4.15 : Déplacements latéraux des niveaux et inter-niveaux au point de performance.....96
Figure 4.16: Courbe de capacié (Vb - Δ) du modèle renforcé. 97
Figure 4.17: Comparaison des courbes de capacité avant et après renforcement.....97
Figure 4.18 : Courbe bi-linéarisation de capacité pushover la Base et Déplacement 98
Figure 4.19 : courbe bi linéarisation selon la méthode ATC-40.....99
Figure 4.20 : Courbe Sd et βeff selon la méthode ATC-40.....99
Figure 4.21 : Point de performance du modèle renforcé dans le plan ADRS. 100
Figure 4.22 : Courbe Capacité – Demande au point de performance sous l'accélération sismique 103
Figure 4.23 : Les déplacements latéraux au point de performance 103
Figure 4.24 : Répartition des rotules plastiques après renforcement. 104
Figure 4.25 : Comportement du réservoir et états limites de performance ……..……105
Figure 4.26 : Courbe domaines des degrés des dommages.....106

Figure4.27 : Diagramme de M2, M3, T2et N sous les charges permanentes du modèle renforcé……..….106
Figure4.28 : Diagramme de M2, M3, T2 et N sous la combinaison G+Q+E sous action Sismique suivant la direction……..……..107
Figure4.29 : Diagramme deM3, Dep. Et T engendre par la torsion pour le pas step -5 et N sous La combinaison G+Q+E……108
Figure 5.1 : Représentation schématique de l'interaction sol–structure pour un château d'eau (base flexible)……...111
Figure 5.2 : Modèle mathématique .....…111
Figure 5.3 : Degrés de liberté considérés pour les ressorts de fondation.....…113
Figure 5.4 : Courbe de capacité du château d'eau avec interaction sol–structure .....…116
Figure 5.5 : Comparaison des courbes de capacité pour les modèles encastrés et flexibles .....…116
Figure 5.6 : Comparaison des courbes de demande pour les modèles encastré et flexible .....…117
Figure 5.7 : Influence de l'interaction sol–structure sur le point de performance.....…117
Figure 5.8 : Comparaison des déplacements sismiques dans le sens -X des modèles encastrés et flexibles.....…118
Figure 5.9 : Effet de l'interaction sol–structure sur le déplacement sismique du château d'eau……..……..119

Liste des tableaux :

Tableau 3.1 : détaillé les poids 54
Tableau 3.2 : de calcul du centre de gravité (pi,zi).....54
Tableau 3.3 : calcul centre de gravité (Zi, Masse).....55
Tableau 3.4 : des coefficients hydrodynamiques : 57
Tableau 3.5 : les valeurs du coefficient d'importance, I, ...65
Tableau 4.1: Pushover curve demand capacity ATC40 82
Tableau 4.2 : calculs des surfaces élémentaires 83
Tableau 4.3: Valeurs du K coefficient ATC-40 88
Tableau 4.4 : attribution des degrés des dommages 89
Tableau 4.5 : Classification des états de dommages.....91
Tableau 4.6 : Indice de dommage 92
Tableau 4.7 : Périodes -SAP2000 96
Tableau 4.8 : paramètre Vb -Δ.....98
Tableau 4.9 : des états de dommage après renforcement.....101
Tableau 4.10 : Valeurs de l'indice de dommage après renforcement.....101
Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques du sol.....114
Tableau 5.2 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique 114

Références

Références

1. RPA 2024 – Règlement Parasismique Algérien 2024, Alger, Algérie.
2. FEMA 365 – Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, USA, 2000.
3. FEMA 440 – Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA, USA, 2005.
4. ATC-40 – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, California, 1996.
5. SAP2000 – Integrated Structural Analysis and Design Software, Computers and Structures Inc.
6. Housner, G.W. (1963). The Dynamic Behavior of Water Tanks. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53(2), pp. 381–387.
7. Livaoglu, R., & Dogangun, A. (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. Journal of Fluids and Structures.
8. Mellati, A. (2018). Predicting Dynamic Capacity Curve of Elevated Water Tanks: A Pushover Procedure. Civil Engineering Journal, Vol. 4(11).
9. Goulmot, D. (2012). Nouvelles méthodes numériques pour l'analyse sismique des réservoirs de liquide. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
10. Boudjellal, E.M.B. Analyse Sismique des Réservoirs. Thèse de Doctorat, Université de Batna 2, Algérie.
11. CHERIEF, S., & SEDDAR, M. (2023). Analyse du comportement sismique d'un réservoir surélevé en BA tenant compte de l'interaction sol-structure sous ETABS. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

12- LOUNACI, L. Analyse non linéaire d'un réservoir surélevé par la méthode pushover. Mémoire de Magister, UMMTO.

13- Dimensionnement d'un réservoir métallique de stockage de 35000 m³. Mémoire de Master, UMMTO.

14- Arris. Alioua M . Analyse non linéaire d'un réservoir d'eau surélevé tronconique par la méthode pushover . Mémoire de Master,UMMTO

15- ACI 350.3 (2006), Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures

16- BELKHEIR, M.A. (2012). Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes. Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

17- ETABS version 9, Introductory Tutorial. Computers and Structures Inc., University of Berkeley,

Références

18- Housner, G. W. (1957). « *Dynamic pressure on accelerated fluid containers* ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 47, No. 1, pp. 15–37.

19- Shepherd, R- Two mass representation of a water tower structure - Proceedings of 12th symposium on earthquake engineering. p. 1407–1418, 1972., J. Sound Vib. 23 (3),391–196.

20- Rai, D.C., Singh, B., 2004, seismic design of concrete pedestal supported tanks, 13th World - Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 230.

21- Rai, D.C., 2002. Seismic retrofitting of R/C shaft support of elevated tanks. Earthquake Spectra,(18): 745-760.

22- Rai, D. C., 2001. Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26,2001, Abstracts, International Conference on Seismic Hazard with Particular Reference to Bhuj Earthquake of January 26, 2001, Oct. 3–5, New Delhi.

23- Rai DC., 2002, Review of Code design forces for shaft supports of elevated water tanks. In: Proceedings of 12th symposium on earthquake engineering. p. 1407–18.

24- Livaoglua, R., and Dogangu, A., 2007, Effect of foundation embedment on seismic behaviour of elevated tanks considering fluid–structure-soil interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27 (9), pg. 855-863 963;53(2):225–307.

25- Dutta,S.C., Dutta, S., Roy,R., 2009, "Dynamic behavior of R/C elevated tanks with soil–structure interaction" Engineering Structures, Volume: 31 Issue: 11 Pages: 2617-2629.

26- Nazari, A., 2009, Seismic response of reinforced concrete elevated water towers, MASc Thesis,Ryerson University.250 Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982). Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.

27- Moslemi M, Kianoush MR, Pogorzelski W. Seismic response of liquid-filled elevated tanks. Eng Struct 2011;33:2074–84.